



UNIVERSITÀ DI PISA

Dipartimento di Ingegneria dell'Energia, dei Sistemi,
del Territorio e delle Costruzioni

*Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Idraulica dei Trasporti e
del Territorio*

TESI DI LAUREA

“Analisi di risposta sismica di dighe in terra”

RELATORI:

Prof. Ing. Diego Carlo Lo Presti

Ing. Erika Banti

CANDIDATO:

Stefano Rete

Anno Accademico 2015-2016

Sommario

Lo studio in questione si prefigge di valutare il comportamento sismico di dighe in materiali sciolti, con particolare riferimento alle dighe in terra zonate. Non avendo come riferimento alcuna diga reale già costruita o in fase di progettazione, sono state ipotizzate attraverso una serie di accurati ragionamenti, l'ubicazione, la geometria e i materiali costituenti l'opera in esame. Gli aspetti analizzati hanno riguardato l'influenza di molteplici fattori sulla risposta sismica della struttura, quali il rapporto di impedenza, i parametri dinamici caratterizzanti i materiali costituenti il corpo diga, la geometria con particolare riferimento al nucleo centrale, e l'applicazione combinata delle componenti orizzontale e verticale del moto sismico in ingresso. I risultati ottenuti hanno permesso di valutare tali effetti e seppure ricavati utilizzando modelli semplificati, di aggiungere nuove informazioni a riguardo di una materia ancora giovane e tuttora in via di sviluppo.

Indice

Sommario	2
Introduzione.....	7
Capitolo I - Localizzazione dell'area di studio.....	8
1.1 Introduzione	8
1.2 Definizione di terremoto	10
1.3 La pericolosità sismica in Italia	10
1.4 La pericolosità sismica della Regione Calabria	12
1.4.1 Caratteristiche del materiale di fondazione	15
Capitolo II - Le dighe in terra.....	16
2.1 Introduzione	16
2.2 Definizioni	17
2.3 Classificazione delle dighe	18
2.4 Le dighe in materiali sciolti	19
2.4.1 Elementi fondamentali costituenti il corpo diga	20
2.5 Geometria delle dighe scelte per le analisi	22
2.6 Definizione del franco netto	24
Capitolo III - Teoria della propagazione delle onde sismiche nei problemi dinamici	26
3.1 Introduzione	26
3.2 Carichi dinamici e ciclici	26
3.3 Propagazione delle onde sismiche nel terreno	28
3.4 Teoria delle Vibrazioni	29
3.4.1 Le vibrazioni armoniche.....	30
3.4.2 Le vibrazioni irregolari.....	31
3.4.3 Rappresentazione delle vibrazioni nel dominio delle frequenze.....	31
3.4.4 Teoria dell'oscillatore semplice	32
3.4.5 Risposta dell'oscillatore semplice ad un carico sismico	33
3.4.6 Lo spettro di risposta	34
3.5 Le onde sismiche	35
3.6 Propagazione delle onde sismiche in un semispazio elastico, omogeneo e isotropo	38
3.6.1 Generazione di onde di volume rifratte e riflesse	41
3.6.2 Generazione di onde di superficie (onde di Rayleigh e Love)	42
3.6.3 Modificazione dell'ampiezza del moto	42

3.7 Propagazione delle onde sismiche nei terreni reali.....	43
Capitolo IV - Effetti della ciclicità dei carichi dinamici e comportamento dei terreni	44
4.1 Introduzione	44
4.2 Effetti della ciclicità dei carichi e velocità di applicazione	44
4.2.1 Comportamento del terreno in presenza di carichi dinamici e ciclici	47
4.2.2 Soglie di deformazione lineare e volumetrica.....	49
4.3 Comportamento del terreno per vari livelli deformativi.....	49
4.3.1 Comportamento del terreno a bassi livelli deformativi.....	51
4.3.2 Comportamento del terreno a medi livelli deformativi.....	53
4.3.3 Comportamento del terreno a elevati livelli deformativi	55
4.4 Comportamento a rottura dei terreni a grana grossa.....	57
4.5 Comportamento a rottura dei terreni a grana fine.....	58
Capitolo V - Modelli costitutivi	59
5.1 Introduzione	59
5.2 Modelli elastici lineari	61
5.3 Modelli lineari equivalenti.....	61
5.3.1 Modello di Hardin e Drnevich	64
5.3.2 Modelli iperbolici.....	64
5.3.3 Modello di Ramberg e Osgood	65
5.4 Modelli non lineari.....	67
Capitolo VI - Prestazioni sismiche delle dighe in terra	68
6.1 Fattori che governano la risposta sismica delle dighe in terra.....	68
6.1.1 Caratteristiche dell'input sismico.....	68
6.1.2 Disomogeneità dei materiali.....	69
6.1.3 Comportamento non lineare del materiale	70
6.1.4 Influenza della geometria tridimensionale del canyon.....	72
6.1.5 Comportamento non rigido del Canyon	73
6.1.6 Liquefazione del corpo diga o del terreno di fondazione.....	74
6.1.8 Altri fattori.....	75
6.2 Principali metodi di analisi dinamica.....	75
6.2.1 Metodo pseudostatico.....	76
6.2.2 Metodo Sliding block o del blocco scorrevole.....	77
6.2.3 Metodo shear beam	79
6.2.4 Metodo degli elementi finiti	81

Capitolo VII - Caratteristiche dei materiali scelti per il corpo diga	84
7.1 Introduzione	84
7.2 Definizione dei materiali costituenti i rinfianchi o shell.....	85
7.3 Definizione dei materiali costituenti il nucleo centrale o core	88
7.4 Combinazioni tra i materiali selezionate per le analisi	91
Capitolo VIII - Definizione dell'input sismico	92
8.1 Definizione dei più importanti parametri caratterizzanti il moto sismico	92
8.1.1 Parametri caratterizzanti l'ampiezza	92
8.1.2 Parametri caratterizzanti il contenuto in frequenza.....	94
8.1.3 Parametri caratterizzanti la durata.....	96
8.1.4 Altri parametri caratterizzanti il moto sismico.....	97
8.2 Riferimenti normativi	98
8.2.1 Vita nominale e periodo di riferimento	98
8.2.2 Stati limite e periodi di ritorno	100
8.2.3 Pericolosità sismica di base.....	101
8.2.4 Effetti stratigrafici e topografici di sito	103
8.3 Definizione dell'azione sismica di progetto	105
8.3.1 Impiego di accelerogrammi e spettro-compatibilità.....	106
8.3.2 Impiego di accelerogrammi naturali	107
8.4 Ricerca e definizione dell'input sismico per il sito in esame	109
8.4.1 Definizione dello spettro target.....	109
8.4.2 Disaggregazione	110
8.4.3 Ricerca degli accelerogrammi da considerare nelle analisi	112
8.4.4 Definizione dei parametri per corrispondenza spettrale.....	112
8.4.5 Ricerca delle combinazioni	113
8.4.6 Analisi dell'output.....	114
8.4.7 Criteri di selezione	114
Capitolo IX - Costruzione del modello numerico per i casi di studio	117
9.1 Descrizione del programma scelto per le analisi	117
9.2 Scelta del tipo di modello	118
9.2.1 Distanza dei bordi laterali del modello	118
9.2.2 Dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello	119
9.2.3 Presenza di eventuali smorzatori viscosi in corrispondenza dei bordi.....	120
9.2.4 Selezione del numero di time step.....	122

9.2.5 Definizione del modello dinamico	122
9.3 Definizione della geometria	123
9.4 Modelli costitutivi per i materiali	125
9.5 Condizioni al contorno.....	126
9.6 Applicazione dell'input sismico	128
9.7 Effetti idrodinamici	134
9.7.1 La teoria di Westergaard	135
9.7.2 I successivi studi di Zangar, Housner e Kulmaci	136
9.7.3 I contributi di Chopra	139
9.7.4 Le trattazioni più recenti	141
9.7.5 Considerazioni finali sugli effetti idrodinamici per il caso di studio	145
9.8 Considerazioni finali sulla costruzione del modello.....	146
Capitolo X - Restituzione ed elaborazione dei risultati.....	148
10.1 Casistiche esaminate	148
10.2 Analisi statiche.....	150
10.3 Analisi dinamiche	153
10.4 Effetti dovuti al rapporto di impedenza	155
10.5 Effetti dovuti alle proprietà dinamiche dei terreni.....	164
10.6 Effetti dovuti alla geometria della diga.....	183
10.7 Effetti dovuti alla combinazione delle componenti dell'input sismico	194
Appendice 9.1	202
Appendice 9.2	216
Appendice 9.3	228
Capitolo XI - Conclusioni e sviluppi futuri	230
Bibliografia.....	235

Introduzione

Gli studi affrontati in questa Tesi sono stati intrapresi per valutare la risposta sismica di dighe in terra zonate, al fine di determinare come i diversi fattori analizzati ne influenzano la risposta modificandola. Lo studio del comportamento sismico di dighe in terra risulta un argomento di grande attualità, come del resto tutto quello che riguarda l'ingegneria geotecnica sismica, soprattutto alla luce della grande evoluzione avuta in questi ultimi anni in questa direzione. Gli ultimi eventi sismici avvenuti in Italia, ed i loro effetti catastrofici, hanno contribuito a far prendere sempre più coscienza dei limiti costruttivi di una grande parte delle opere presenti sul territorio nazionale. A tal proposito un grande numero di dighe costruite in Italia si trovano in zone sismiche accreditate da livelli di sismicità che vanno da moderati ad elevati. A questo aspetto va aggiunto che molte di queste opere sono state costruite molto indietro nel tempo, quando non solo non esisteva alcuna concezione sulla pericolosità sismica nel campo delle costruzioni, ma anche le modalità di costruzione erano poco regolamentate e talvolta approssimative. Proprio per questi motivi riuscire a comprendere come queste opere reagiscono all'applicazione di un moto sismico appare importante.

Non avendo come riferimento alcuna diga reale già costruita o in fase di progettazione, sono state per prima cosa ipotizzate attraverso una serie di considerazioni l'ubicazione, la geometria e i materiali costituenti l'opera. Procedendo con ordine è stata valutata per prima cosa l'ubicazione dell'opera, che ha permesso di ricavare le caratteristiche della roccia di fondazione, in seguito ne è stata definita la geometria, seguendo le indicazioni della Normativa Italiana vigente e dove non vi erano particolari prescrizioni la letteratura in materia. In seguito è stato introdotto il concetto di dinamica dei terreni, aspetto basilare per la comprensione del comportamento sismico delle terre e delle rocce, giungendo alla presentazione dei diversi modelli costitutivi applicabili. Sono state inoltre esposti tutti quei fattori che influenzano il comportamento sismico delle dighe in terra e i principali metodi di analisi dinamica. Successivamente sono state definite le caratteristiche dei materiali costituenti il corpo diga, indicando le diverse combinazioni tra materiali utilizzati per le analisi, e l'input sismico relativo al sito in esame, rispettando quanto indicato dalle normative vigenti. Si è passati infine alla definizione del modello numerico adottato per le analisi, prestando particolare attenzione a tutti gli aspetti fondamentali per la sua determinazione, e all'elaborazione dei risultati ottenuti.

Capitolo I

Localizzazione dell'area di studio

1.1 Introduzione

Per la sua particolare posizione geografica, l'Italia è uno dei Paesi al Mondo con il maggiore rischio sismico. Questo è dovuto al fatto che il nostro territorio ricade in una zona nella quale confluiscono due placche continentali, quella Africana e quella Euroasiatica. È proprio lungo la linea di confine tra queste placche che si individuano le aree a maggiore rischio sismico, che nel nostro caso riguardano l'intera dorsale appenninica, l'intera Calabria, la Sicilia, il Friuli, la Liguria occidentale e parti del Veneto.

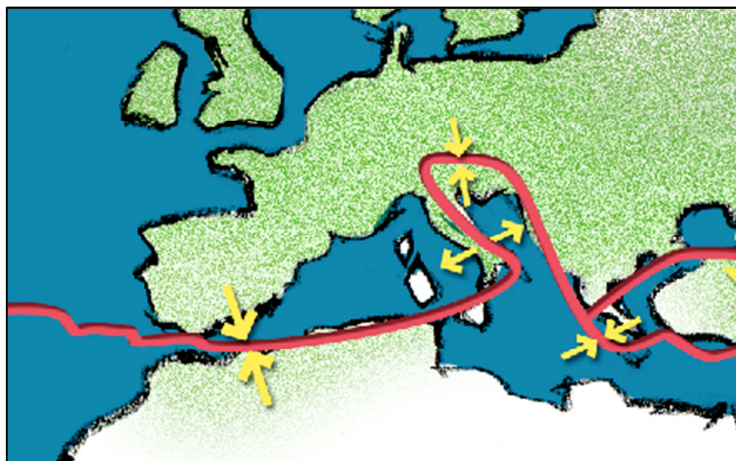


Figura 1.1 – Placche tettoniche nel bacino del mediterraneo e loro movimenti (da IGNVterremoti)
(consultabile online a <https://ingvterremoti.wordpress.com/i-terremoti-in-italia/>)

Negli ultimi anni le mappe sismiche nazionali sono state aggiornate, e oggi nel campo dell'ingegneria civile la valutazione del rischio sismico è un argomento di fondamentale importanza per la progettazione delle opere.

Il rischio sismico permette di stimare i danni all'ambiente naturale e costruito per effetto di un terremoto atteso in un intervallo di tempo noto. Viene determinato dalla combinazione di tre parametri: la pericolosità, la vulnerabilità e il grado di esposizione.

La pericolosità sismica indica la probabilità del verificarsi di un evento sismico di data magnitudo e distanza epicentrale in un intervallo di tempo noto. La sismicità indica la frequenza e la magnitudo con cui si manifestano i terremoti in una zona sismogenetica, mentre la magnitudo misura l'energia meccanica sprigionata da un evento sismico all'ipocentro, registrata da un sismografo superficiale e riportata su una scala logaritmica delle energie registrate, detta Scala Richter.

La vulnerabilità indica la predisposizione delle opere presenti nel territorio ad essere danneggiate da un evento sismico.

L'esposizione è legata alla presenza di beni sul territorio ed alla densità abitativa dell'area, definisce l'esposizione al rischio in termini di possibili danni economici, danni ai beni culturali e perdite di vite umane nell'area colpita dal sisma.

Già da questi indicatori si può valutare l'elevato rischio sismico del territorio italiano, per la frequenza dei fenomeni e la loro intensità, per l'elevata densità abitativa e la forte presenza sul territorio di un vasto patrimonio archeologico e culturale e per l'inadeguatezza di molte opere infrastrutturali, industriali, edilizie, ecc..

Osservando la mappa dei terremoti avvenuti in Italia dall'anno 1000 al 2014, elaborata dall'INGV (consultabile all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>), si nota che gli eventi sismici di maggiore importanza sono localizzati in Calabria e in Sicilia. Il più forte fu il terremoto del 28/12/1908 avvenuto nello stretto di Messina, che distrusse le città di Messina e Reggio Calabria e che ancora oggi rimane il terremoto con la magnitudo (m_w) più elevata mai registrata in Italia, pari a 7.2.

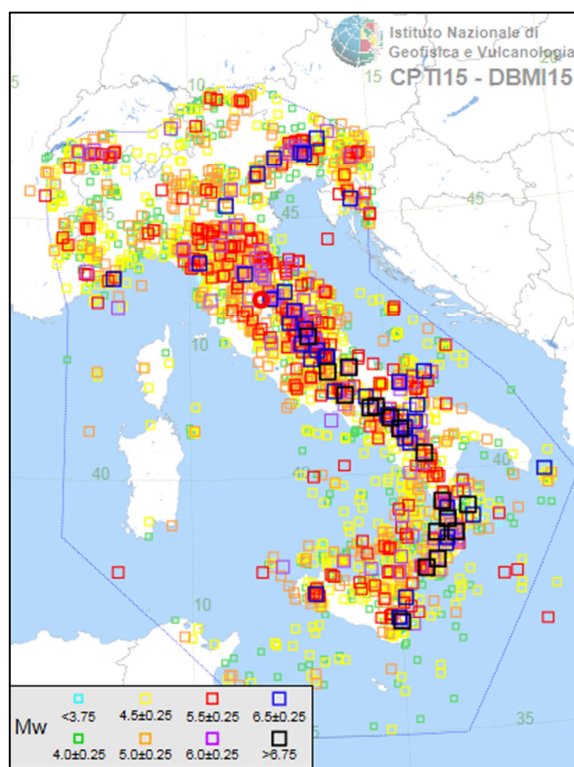


Figura 1.2 - Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani dall'anno 1000 al 2014

(da INGV sezione di Milano) (consultabile online a http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/)

1.2 Definizione di terremoto

I terremoti sono l'espressione della continua evoluzione dinamica della Terra, legati a volte a eventi che sono il frutto di fenomeni iniziati migliaia o anche milioni di anni fa.

La crosta terrestre è formata da placche o zolle che galleggiano sul mantello superiore, allo stato semifluido. Per effetto delle correnti convettive che interessano il mantello inferiore (il mantello inferiore è allo stato fluido e la parte più interna è a temperature superiori) comportano la collisione o allontanamento delle placche. In entrambi i casi la roccia è soggetta a sforzi e deformazioni che crescono col tempo sino a superare il limite di resistenza della roccia stessa provocandone la rottura (faglia) con successivo rilascio di energia che si traduce in un complesso campo d'onde.

Gli effetti di scuotimento attraverso i quali si manifestano i terremoti sono quindi fortemente legati alle caratteristiche del mezzo attraversato, cioè il terreno, infatti a pari distanza dall'ipocentro un terremoto può essere avvertito in modi molto diversi tra loro, a causa delle caratteristiche del terreno e della topografia delle aree attraversate, argomento questo che verrà trattato più nel dettaglio in seguito. Oggi l'intensità di un terremoto viene misurata tramite la magnitudo che come detto in precedenza, esprime l'energia rilasciata durante l'evento sismico attraverso un valore riferito alla scala Richter.

1.3 La pericolosità sismica in Italia

Riprendendo in parte quanto detto in precedenza, la pericolosità sismica di un particolare sito può essere espressa dall'accelerazione di picco al suolo (PGA) che ha una data probabilità di superamento in un certo intervallo di tempo. La pericolosità di base si riferisce a suolo pianeggiante e roccioso. La pericolosità specifica di un sito deve invece tenere conto di possibili amplificazioni dovute alla presenza di coperture di terreno soffice come pure dei fenomeni di focalizzazione (interferenza costruttiva) legati alla topografia (acclività).

In Italia si è iniziata a studiare la creazione di una mappa nazionale della pericolosità sismica nel 2003 con l'Ordinanza PCM 3274/2003 (GU n.108 dell'8 maggio 2003), con cui per la prima volta la stima della pericolosità sismica avveniva mediante dati, modelli e approcci al tempo all'avanguardia, usati a livello internazionale. L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), esperti di varie Università italiane ed altri enti di ricerca, realizzarono nel 2004 la mappa di pericolosità sismica denominata MPS04.

Il parametro di riferimento per la valutazione della pericolosità sismica era l'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su un suolo rigido e pianeggiante.

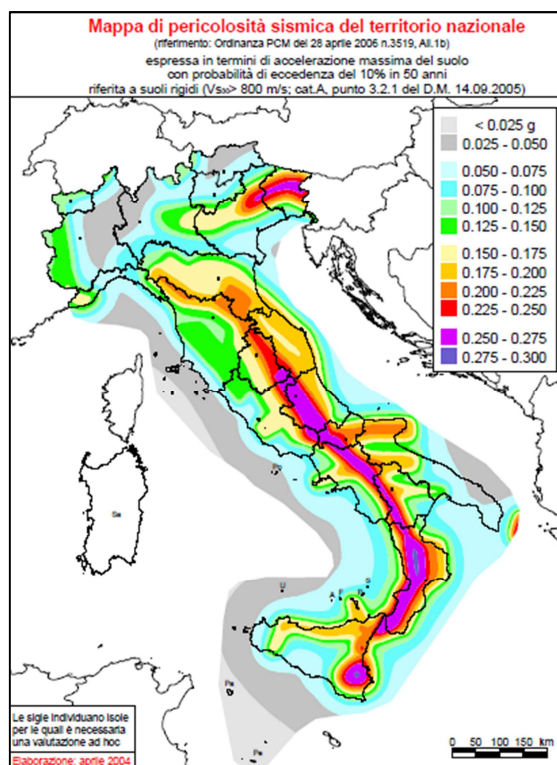


Figura 1.3 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (da INGV sezione di Milano)
(consultabile online a http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html)

Tale mappa divenne il riferimento per tutto il territorio nazionale con l’emanazione dell’Ordinanza PCM 3519/2006 (G.U. n.105 dell’11 maggio 2006). Successivamente, come prevedeva la legislazione nazionale, le regioni e le province autonome avrebbero potuto aggiornare tale mappa basandosi su criteri definiti a scala nazionale, ma non lo fecero, perseguendo con lo stesso approccio che avevano tenuto dopo l’introduzione della normativa del 1996. Si rammenta che nel 2002, in occasione del terremoto di San Giuliano di Puglia dove persero la vita 27 bambini e un’insegnante, esisteva già una zonazione sismica molto simile all’attuale e prodotta dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti). Purtroppo nessuna Regione recepì l’invito ad adeguare la zonazione sismica a quel documento, sicché San Giuliano di Puglia restò classificato in zona non sismica. Un netto impulso ad una raccolta di una grande quantità di dati la diede il progetto INGV-DPC S1 (2005-2007), grazie al quale furono rilasciate una serie di mappe di pericolosità sismica per diverse probabilità di eccedenza in 50 anni, aventi come input la mappa MPS04. A queste si aggiunsero altre mappe riferite agli stessi periodi di ritorno, ma in funzione delle accelerazioni spettrali. La grande mole di dati permise la stesura di norme tecniche nelle quali le azioni sismiche di riferimento potevano essere valutate punto per punto sul territorio nazionale, considerando una maglia avente un punto ogni 5 km. Con il D.M. del 14 gennaio 2008 (G.U. n.29 del 04/02/2008), il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici emanò le Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC08) nelle quali la definizione dell’azione sismica di riferimento si basa sui dati rilasciati dall’INGV e dal Progetto S1.

1.4 La pericolosità sismica della Regione Calabria

Alla luce di quanto esposto fino ad ora, si è scelto di individuare come area di studio la zona del territorio nazionale nella quale è ubicata almeno una diga in terra, che presenta più criticità dal punto di vista del rischio sismico.

La scelta è ricaduta quindi sulla Regione Calabria, che da quanto può essere osservato tramite la Figura 1.4a), rappresentate il database macroscopico italiano elaborato dall'INGV, che riporta le intensità dei terremoti avvenuti nel territorio nazionale dall'anno 1000 al 2014 (consultabile all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>), presenta molteplici fenomeni sismici di elevata intensità e da quanto esposto in Figura 1.4b), rappresentante la mappa delle dighe costruite o in fase di costruzione presenti sul territorio calabrese, consultabile presso il sito del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche, mostra 22 dighe di interesse statale distribuite sul territorio regionale, delle quali 9 in materiali sciolti.

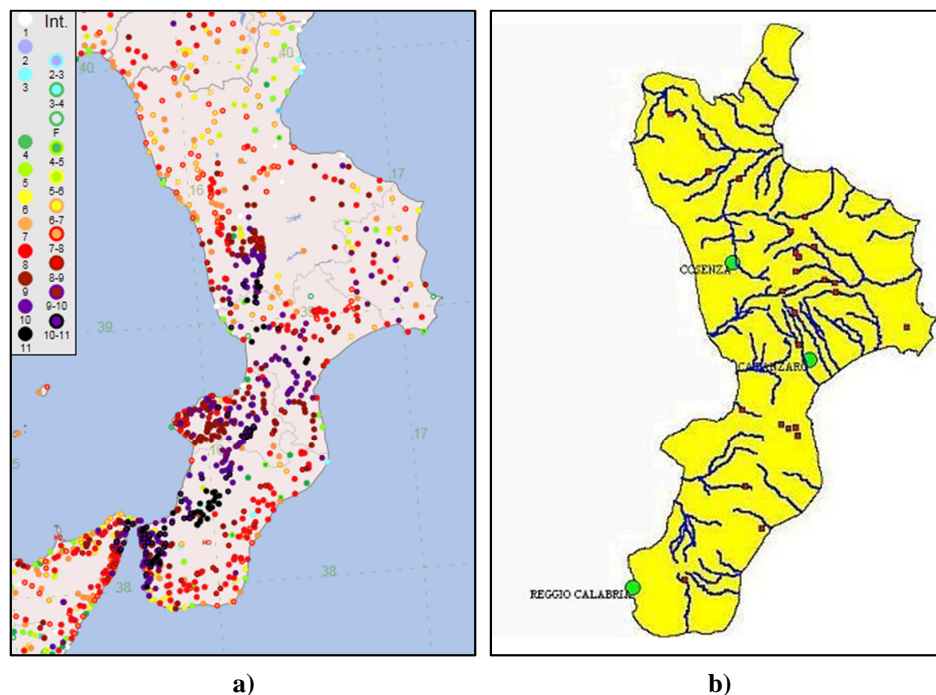


Figura 1.4 - Database Macrosismico Italiano dall'anno 1000 al 2014 (da INGV sezione di Milano)
 (consultabile online a http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_place/) a) Mappa della
 posizione delle dighe di interesse statale nella Regione Calabria (da Ministero delle Infrastrutture
 e dei Trasporti Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche)
 (consultabile online a <http://www.registroidalianodighe.it/imagemap/Catanzaro.html#>) b)

Come già ricordato in precedenza è stato proprio in Calabria che si è verificato l'evento sismico italiano più intenso e catastrofico, oltre ad altri eventi di non altrettanta potenza distruttiva, ma comunque di intensità superiori a quelle registrate nel resto del territorio nazionale.

Considerando quanto detto nel § 1.1 la Calabria risulta avere una pericolosità sismica così elevata, per la frequenza ed intensità dei fenomeni sismici avvenuti nel tempo, per la notevole

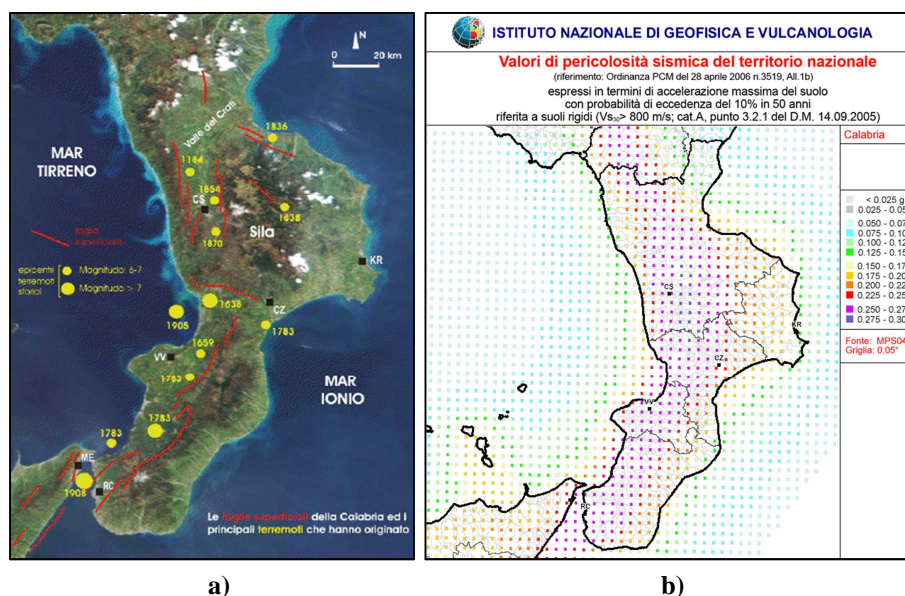
densità abitativa e presenza di gran parte del patrimonio culturale in zone attraversate da faglie attive, oltre che per l'elevata fragilità delle costruzioni presenti sul territorio.

La presenza delle faglie è dovuta al fatto che il territorio calabrese è attraversato dalla linea di contatto tra due placche continentali (quella Africana e quella Europea), che essendo in progressivo avvicinamento determinando uno schiacciamento delle rocce superficiali.



Figura 1.5 - Interazione tra la Placca Europea e quella Africana (da Protezione Civile Calabria)
(consultabile a <http://www.protezionecivilecalabria.it/index.php/i-rischi-in-calabria/il-rischio-sismico>)

Il sistema di faglie generato da questi movimenti è visibile in Figura 1.6, che permette di osservare il loro sviluppo, che dal nord della Calabria (Valle del Crati) attraversano tutto il territorio regionale arrivando a sud, attraversando lo stretto di Messina per giungere in Sicilia. È stato esattamente lungo questi settori che si sono verificati in epoca storica i più catastrofici eventi sismici che hanno colpito la Regione, tutti di intensità tra 9 e 11, ovvero la forza con cui questi eventi si sono manifestati in un determinato luogo, misurata in base ai suoi effetti distruttivi in termini di vittime e danni alle costruzioni.



Da quanto detto e con il supporto delle Figure 1.4a) e 1.6b) è possibile osservare in 1.4a), contraddistinti dal colore nero i fenomeni sismici di maggiore intensità, e dai colori in 1.6b) le zone con maggiore pericolosità sismica. Così facendo si è deciso di restringere l'area di interesse identificandola nella provincia di Reggio Calabria e con più precisione nel comune di Roccaforte del Greco nel quale è situata la diga del Menta alta 86,25m, in materiale sciolti visibile in Figura 1.8.

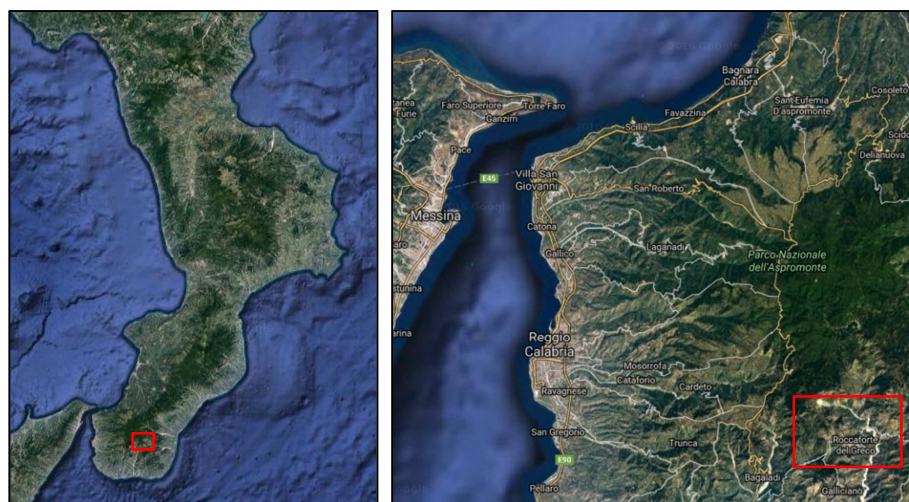


Figura 1.7 – Localizzazione del Comune di Roccaforte del Greco (RC)
(da Google Maps 2017a, b, modificata)

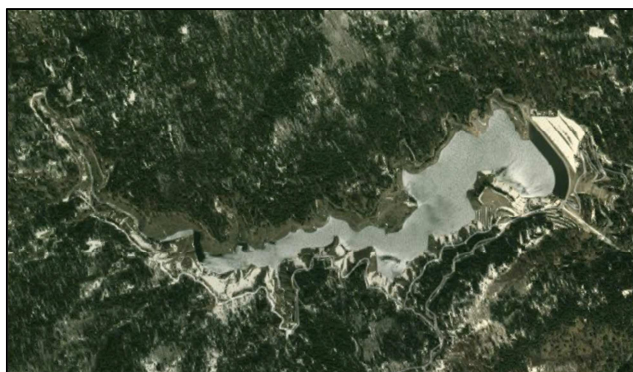


Figura 1.8 – Localizzazione della Diga del Menta nel territorio del Comune di Roccaforte del Greco (RC)
(da Google Maps 2017c)

1.4.1 Caratteristiche del materiale di fondazione

Una volta identificato il luogo esatto nel quale posizionare la diga è possibile definire le caratteristiche del terreno che costituirà la fondazione dell'opera.

Rifacendosi a quanto pubblicato da Albano et Al., (2012a,b), si possono definire le seguenti caratteristiche meccaniche per il terreno di fondazione:

- Peso specifico $\gamma = 27 \text{ KN/m}^3$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$;

Per ricavare il modulo di taglio tangenziale G_{max} , si è fatto sempre riferimento a quanto pubblicato da Albano et Al., (2012a,b), nell'articolo gli autori indicano la formula empirica adottata per il calcolo del modulo di Young della massa rocciosa E_m , suggerita da Zhang & Einstein (2004), in funzione del modulo di Young trovato da prove monoassiali su roccia intatta (E_r) e della classificazione geotecnica della roccia secondo il metodo Rock Quality Designation (RQD).

$$\frac{E_m}{E_r} = 10^{0,0186 \cdot RQD - 1,91} \quad (1.1)$$

Utilizzando per E_r il valore ricavato da Albano et Al., (2012a, b), $E_r = 70821 \text{ MPa}$ e ipotizzando di voler fondare il corpo diga su di un terreno roccioso di qualità eccellente, con un RQD del 100%, si ottiene il seguente valore di E_m :

$$E_m = 10^{0,0186 \cdot 100 - 1,91} \cdot 70821 = 63119,28 \text{ MPa}$$

Assumendo un valore di $E_m = 60000 \text{ MPa}$, il modulo di taglio iniziale può essere ricavato dalla seguente relazione:

$$G_{max} = \frac{E_m}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (1.2)$$

dalla quale si ottiene:

$$G_{max} = \frac{60000}{2 \cdot (1 + 0,25)} = 24000 \text{ MPa} = 24000000 \text{ KPa}$$

Considerando sempre un terreno di fondazione roccioso classificato eccellente con elevata impermeabilità si ipotizzano e aggiungono le seguenti caratteristiche:

- Coesione $c' = 0$;
- Angolo di attrito $\varphi' = 40^\circ$;
- Coefficiente di conducibilità idraulica $K = 1 \times 10^{-10}$.

Capitolo II

Le dighe in terra

2.1 Introduzione

Sul territorio nazionale sono presenti 534 grandi dighe di competenza statale (dato aggiornato a Febbraio 2017, fonte sito del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, consultabile online a <http://www.registroitalianodighe.it/>), di cui la gran parte sono in esercizio normale, mentre le altre si dividono tra dighe in esercizio sperimentale, fuori servizio e in fase di costruzione. La Figura 2.1 mostra l'andamento storico del numero di dighe presenti in Italia dal 1900 al 2014.

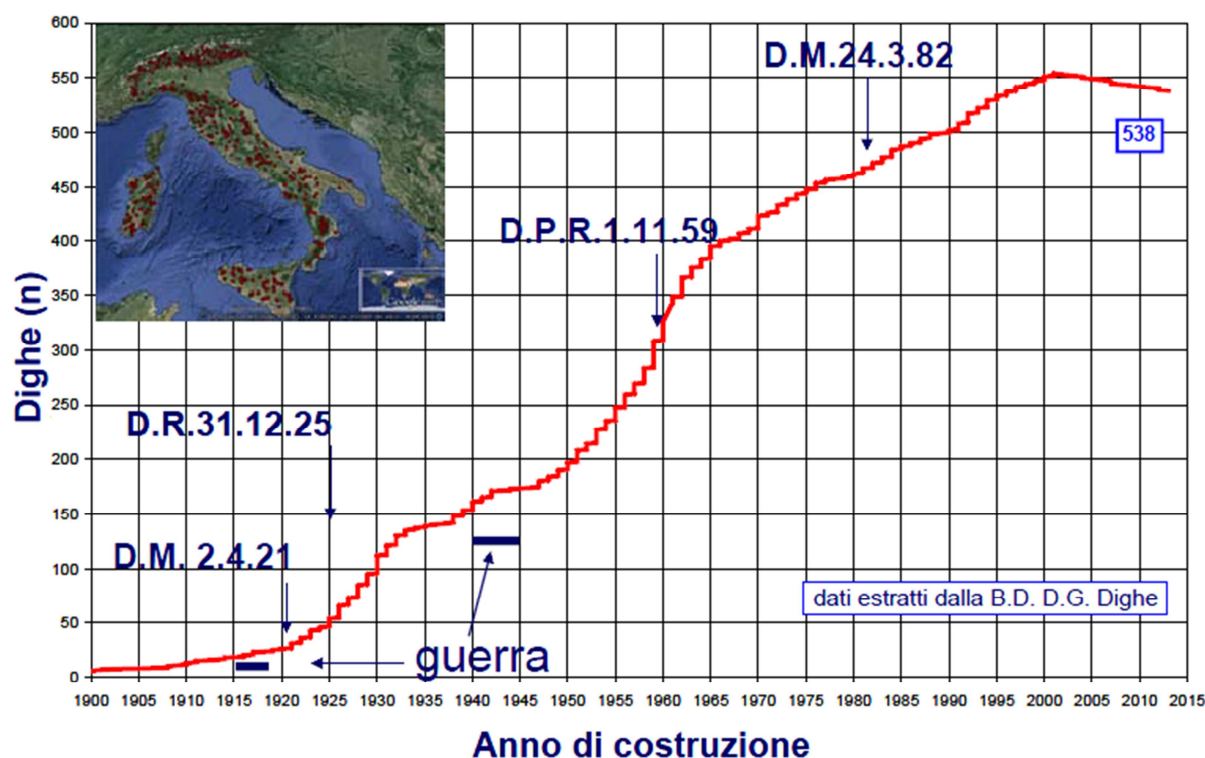


Figura 2.1 – Presenza delle grandi dighe sul territorio Italiano dal 1900 al 2014 (da Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2014, modificata)

La Figura 2.1, da un lato indica l'importanza attribuita a queste opere per le diverse funzioni operative svolte, ma dall'altro mette in mostra che la loro età media risulta in molti casi assai elevata, aspetto questo strettamente legato ad un altro ben più importante, cioè che quasi la totalità di queste opere è stata costruita in epoche in cui la sensibilità alla progettazione antisismica risultava carente per non dire inesistente. Considerando la loro importanza strategica e anche quella sul fronte del rischio al quale possono andare in contro le popolazioni abitanti a valle, in caso di colassi o malfunzionamenti, appare molto importante affrontare uno studio sulla risposta sismica di queste costruzioni.

2.2 Definizioni

Quelle che seguono sono le definizioni di alcuni termini tecnici che saranno usati nel seguito del testo, soprattutto nella descrizioni delle dighe.

Altezza della diga: è la differenza tra la quota del punto più elevato della struttura di ritenuta e quella del punto più depresso dei paramenti.

Altezza di massima ritenuta: è la differenza tra la quota di massimo invaso e quella del punto più depresso del paramento di monte.

Corpo diga: è la parte caratterizzante l'intera diga, costituita da materiale sciolto o murario, che si oppone alle azioni agenti.

Fetch: è la massima lunghezza in linea retta dello specchio liquido del serbatoio alla quota di massimo invaso.

Franco: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso.

Franco netto: è la differenza tra la quota del piano di coronamento e quella di massimo invaso incrementata della semialtezza della maggiore tra l'onda generata dal vento e l'onda da sisma di progetto.

Impianto di ritenuta: è l'insieme dello sbarramento, delle opere complementari ed accessorie, dei pendii costituenti le sponde e dell'acqua invasata.

Quota di massimo invaso: è la quota massima cui può giungere il livello dell'invaso al manifestarsi del più gravoso evento di piena previsto in progetto, senza considerare la sopraelevazione dovuta al moto ondoso.

Quota massima di regolazione: è la quota del livello d'acqua al quale ha inizio automaticamente lo sfioro dagli appositi dispositivi.

Volume di invaso: è il volume del serbatoio compreso tra la quota massima di regolazione e la quota del punto più depresso del paramento di monte.

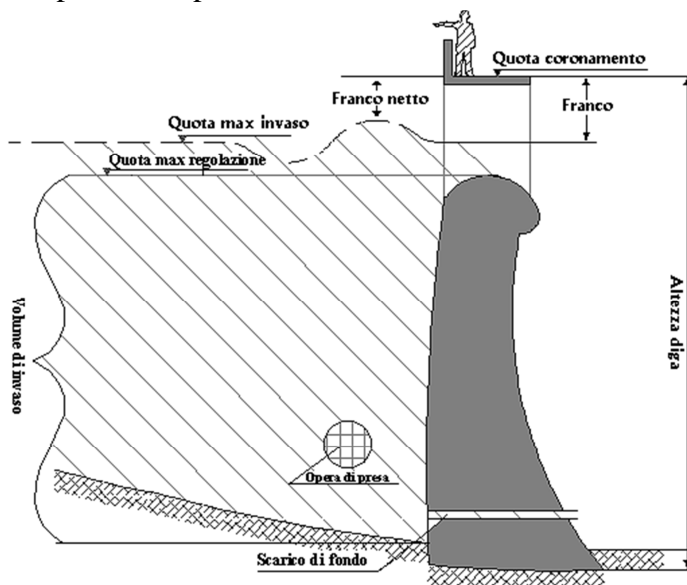


Figura 2.2 – Definizione dei principali elementi di una diga (da Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Direzione generale per le dighe e le infrastrutture idriche ed elettriche, modificata) (consultabile online a <http://www.registroitalianodighe.it/formazione/defi.html>)

2.3 Classificazione delle dighe

Il D.M 26 Giugno 2014 “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*”, classifica le dighe come segue:

- **Dighe di calcestruzzo:** la tenuta è assicurata generalmente dallo stesso corpo diga o in altri casi da particolari dispositivi presenti sul paramento di monte. Possono essere divise in funzione del comportamento statico.
 - ✓ **a gravità:** si oppongono alla spinta idrodinamica dell'acqua attraverso il peso proprio e si dividono a loro volta in:
 - **ordinarie:** l'asse planimetrico della struttura si mantiene rettilineo o a debole curvatura, la sezione trasversale è triangolare e longitudinalmente si mantiene costante, è piena e divisa in conci uniti da giunti verticali posti a distanza sufficiente per evitare fenomeni di fessurazione o ritiro;
 - **alleggerite:** la forma è identica alle precedenti, ma vengono creati dei vani di alleggerimento. Trasversalmente la struttura è costituita da una serie di elementi indipendenti (speroni o contrafforti), distanziati tra loro, di profilo trasversale triangolare e posti a contatto generalmente sul paramento di valle in modo da sostenere la parete di ritenuta;
 - ✓ **a volta:** la loro particolare forma incurvata gli permette di opporsi alla spinta grazie all'effetto arco, scaricando la pressione idrostatica sulle sponde dei fianchi incassati nella roccia della valle da sbarrare. Risultano più snelle delle precedenti e sono formate da conci bloccati da giunti. Queste dighe possono essere:
 - **ad arco:** la resistenza alle azioni agenti sul paramento di tenuta, avviene prevalentemente per mezzo dell'effetto della curvatura longitudinale che produce l'effetto arco;
 - **ad arco gravità:** la resistenza alle spinte avviene attraverso l'azione congiunta dalla curvatura longitudinale e dal peso proprio;
 - **a cupola:** la tenuta è assimilabile a quella di una lastra a doppia curvatura;
- **Dighe di materiali sciolti:** si tratta di opere di sbarramento realizzate mediante un rilevato in materiale ricavato da depositi naturali o per abbattimento di formazioni rocciose di diversa granulometria adeguatamente costipati. La tenuta viene garantita o da un nucleo interno costituito da materiali con caratteristiche di permeabilità adeguate o da manti impermeabilizzanti posti sul paramento a monte. Si suddividono in funzione della tipologia costruttiva, del tipo di materiale usato, del tipo di impermeabilizzazione:
 - ✓ **di terra omogenea:** costituite da terra omogenea caratterizzata da una permeabilità uniforme, tale da garantire da sola la tenuta;
 - ✓ **di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta interna:** i materiali impiegati sono di diverse tipologia e vengono disposti adeguatamente in aree ben precise, in funzione della loro impermeabilità, la tenuta è assicurata dal materiale impermeabile posto nella parte centrale;

- ✓ **di terra e/o pietrame, con struttura di tenuta esterna:** la tenuta in questo caso è assicurata da un manto di rivestimento posto sul paramento di monte;
- **Traverse fluviali:** sono opere di dimensioni più modeste utili a sbarrare i corsi d'acqua
- **Dighe di tipo misto e di tipo vario:** si tratta di tutte quelle opere di sbarramento diverse dalle precedenti, per caratteristiche costruttive o per funzionalità, ma che mantengono una qualche particolarità in comune.

Lo studio in questione si prefigge di analizzare la risposta sismica delle dighe in materiali sciolti o dighe in terra, nel seguito vengono analizzate nel dettaglio il loro funzionamento e la loro composizione.

2.4 Le dighe in materiali sciolti

I materiali usati per la costruzione del corpo diga possono essere suddivisi in due categorie, rockfill nel caso di dighe in pietrame o earthfill per le dighe in terra. Le dighe in rockfill sono composte da pietrame con una pezzatura massima che va da 0,5m a 1m, mentre le dighe in terra possono essere costruite in argilla, argilla sabbiosa, sabbia limosa, associata a volte alla ghiaia in miscele ben graduate.

Il corpo diga deve garantire la stabilità rispetto alla spinta idrostatica dell'acqua e l'impermeabilità, solitamente queste funzioni sono affidate o ad un singolo elemento o a due elementi distinti. Nel caso delle dighe in rockfill, l'impermeabilità non può di certo essere soddisfatta dal pietrame che costituisce il corpo diga, quindi si deve aggiungere un secondo elemento, che può essere posto o sul paramento di monte (manto), oppure nella zona centrale del opera (nucleo). Le dighe in terra invece possono assolvere entrambi i compiti grazie al semplice rilevato che può essere dello stesso materiale (diga omogenea) o di materiali diversi (diga zonata). Nel caso delle dighe zonate l'impermeabilità è garantita come per quelle in rockfill da un nucleo centrale composto da materiale a elevata impermeabilità.

Entrando nel dettaglio delle dighe in terra, le dighe omogenee sono realizzate da terre impermeabili (argille e limi) o da terre semimpermeabili (limi e sabbie) dotate di dreni a valle (ghiaia o sabbia) capaci di raccogliere le acque filtrate per trasferirle all'esterno del corpo diga in modo da aumentarne la stabilità.

Le dighe zonate devono il loro nome alla suddivisione in zone, infatti essendo costituite da materiali diversi, questi occupano aree ben precise nel corpo diga con grandezza direttamente proporzionale alla quantità di materiale impiegato. Le aree impermeabili costituiscono il nucleo centrale, che svolge il compito fondamentale di impedire il passaggio dell'acqua presente nell'invaso verso valle. Il materiale più comunemente usato per la costruzione del nucleo è l'argilla, questo materiale sicuramente assolve efficientemente al compito di ritenuta grazie alla sua elevata impermeabilità, ma di contro la sua bassa consistenza, soprattutto se a contatto con l'acqua, può comportare il rischio che si verifichino fenomeni di instabilità, anche a causa delle elevate inclinazioni dei lati di monte e di valle. La soluzione a questo

problema è stata trovata aggiungendo due rinfianchi, uno a monte e uno a valle, costituiti da materiali più robusti (pietre o ghiaia), in grado di garantirne la stabilità.

Per evitare che si verifichino infiltrazioni lungo i piani di contatto tra il corpo diga e la fondazione, si deve prestare molta attenzione a fare in modo che venga garantita la tenuta anche lungo la superficie inferiore del corpo diga. A questo proposito si opera approfondendo il piano di fondazione, in modo da raggiungere la roccia sana più rigida ed impermeabile, o provvedendo alla realizzazione di opere aggiuntive come i diaframmi.

Le dighe in terra hanno generalmente forma trapezia, in cui la pendenza dei paramenti è funzione delle caratteristiche tecniche dei materiali impiegati per la costruzione, mentre l'altezza è funzione del livello idrico che si vuole raggiungere nel serbatoio, ricavando di conseguenza la larghezza. Quando si dimensiona una diga si deve quindi necessariamente tenere conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali con cui viene costruita, valutandone il comportamento sotto le diverse azioni alle quali l'opera verrà sottoposta, come la gravità della diga stessa, la spinta idrostatica dovuta all'invaso, la pressione idrostatica sulle fondamenta e le sollecitazioni sismiche. Queste caratteristiche dovranno essere ben note al progettista, in quanto i materiali usati, se pur naturali, sono individuati tramite rilievi geologici e successivamente controllati tramite prove di laboratorio per verificare il loro comportamento geotecnico.

Per garantire al meglio la tenuta durante le fasi di costruzione il materiale viene adeguatamente addensato, usando metodologie diverse in funzione del tipo di materiale utilizzato (addensamento mediante mezzi meccanici, per il materiali argillosi, attraverso vibrazioni se si tratta di terreni ghiaiosi e sabbiosi).

Geometricamente il corpo diga può dirsi limitato dalle seguenti superfici:

- **coronamento**: porzione sommitale, di larghezza proporzionale alle dimensioni della diga;
- **paramenti**: sono le superfici laterali di monte e di valle, inclinate in modo uguale o differente. Il paramento di monte a contatto con l'acqua è contraddistinto da una superficie regolare, quello di valle può avere anche una superficie gradonata.
- **imposta**: è la superficie (normalmente rocciosa) su cui poggia l'intero corpo diga. Questa superficie (idonea per resistenza e impermeabilità) è generalmente ricavata dalla radicale rimozione della copertura vegetale e della parte alterata di terreno superficiale, indipendentemente dalla sua consistenza.

2.4.1 Elementi fondamentali costituenti il corpo diga

Il corpo diga è costituito da vari elementi ognuno dei quali risulta essere fondamentale per la buona funzionalità dell'opera.

Il nucleo come detto costituisce la parte centrale dell'opera ed assolve alla funzione di impermeabilizzazione, impedendo la filtrazione dell'acqua dell'invaso verso valle. Questo elemento può essere sia verticale che inclinato di dimensioni variabili, tenendo ben presente

che aumentandone lo spessore si riduce il rischio di perdite idriche o di fessurazioni. La sua costruzione avviene a strati, è quindi fondamentale che ogni singolo strato sia ben addensato e legato ai precedenti. Per garantire questa condizione vengono utilizzati costipatori, in modo da impedire che lungo le superfici di contatto si possano instaurare fenomeni di filtrazione.

I rinfianchi la cui funzione è quella di sostenere e proteggere il nucleo centrale, costituiscono la parte più vasta del corpo diga e possono essere realizzati con materiali di diverse pezzature, generalmente ghiaia e pietrame, che ne determinano una migliore consistenza. Sul lato di monte il rinfianco tende a saturarsi, sia perché a contatto con l'acqua dell'invaso, sia a causa dei flussi che si instaurano da monte verso valle e viceversa. Nella costruzione devono essere usati materiali con caratteristiche di permeabilità crescenti procedendo verso il nucleo centrale, sia da valle che da monte, usando nei pressi del nucleo materiali con porzioni granulometriche più fini come i limi e le argille.

I filtri hanno la funzione di captare l'acqua filtrata dal nucleo (filtri verticali) e dalla fondazione a valle del nucleo (filtri orizzontali), oltre che di trattenere le particelle di materiale fine asportate dall'acqua, in modo da impedire il verificarsi del temuto fenomeno di erosione interna che colpisce sia il nucleo che le fondazioni. Vengono posti sia a monte che a valle del nucleo e sono formati da strati di sabbia, di granulometria crescente procedendo verso i paramenti. A questi elementi viene affidata anche una fondamentale funzione di controllo, infatti l'acqua captata viene convogliata da appositi tubi, o nei cunicoli di ispezione o in appositi pozzetti posti a valle della diga, grazie ai quali è possibile individuare la quantità di acqua filtrata e determinare il corretto funzionamento a tenuta del corpo diga. La suddivisione in setti separati dei filtri permette inoltre di identificare le filtrazioni in aree ben precise del corpo diga, in modo da poter circoscrivere più facilmente eventuali problemi.

Alcune dighe costruite in epoche lontane non essendo dotate di filtri affidano la funzione di rilievo delle perdite o ai dreni posti tra due strati di tenuta o in altri casi a unghie drenanti poste al piede di valle del corpo diga.

Gli elementi a protezione dei paramenti svolgono la funzione di proteggere il paramento di monte dall'erosione causata dal moto ondoso che si sviluppa nel bacino e quello di valle dall'erosione causata dallo scorrimento delle acque meteoriche, soprattutto in caso di piogge intense. Per ovviare a questi problemi si ricorre per il paramento di monte ad un mantello di protezione rappresentato o dal manto di tenuta o dalla cosiddetta scogliera, costituita da pietrame di pezzatura via via crescente all'aumentare della grandezza delle onde previste. Il paramento di valle viene protetto grazie ad un ricoprimento costituito da piante erbacee di tipo prativo, detto tappeto vegetale.

Il dispositivo di tenuta in fondazione assolve al compito di impedire il passaggio dell'acqua nel sottosuolo, in modo da garantire la continuità della tenuta che in superficie avviene grazie al nucleo centrale o al manto bituminoso. Per terreni di fondazione dotati di permeabilità, la tenuta è realizzata tramite schermi d'iniezione spinti nella roccia o anche con l'aggiunta di diaframmi in cemento armato, che attraversano le ghiaie per raggiungere la roccia sottostante.

I cunicoli d'ispezione e di accesso sono opere essenziali per il monitoraggio della diga, ospitano molte apparecchiature di controllo, e permettono di valutare le perdite, attraverso la misura delle acque captate dai filtri, inoltre in caso di necessità permettono di eseguire iniezioni impermeabilizzanti. I cunicoli sono costruiti in calcestruzzo e sono posti sul piano di fondazione a valle dell'elemento di tenuta.

2.5 Geometria delle dighe scelte per le analisi

La tipologia di diga scelta per le analisi è quella zonata con nucleo centrale, chiamato in seguito anche core, sia nella configurazione verticale, sia in quella inclinata, con un'altezza di 30m e di 60m. La normativa vigente da indicazioni solo sulla larghezza del coronamento indicando un minimo di 4m, mentre a riguardo della pendenza dei paramenti, viene solo specificato nelle descrizioni dei materiali, che l'inclinazione cresce al crescere della pezzatura in funzione delle caratteristiche meccaniche dei terreni usati per la costruzione dei rinfianchi. Per dimensionare il corpo diga sono state usate le seguenti relazioni ricavate dalla letteratura (Bharat Singh & Varshney, 1995, Stephens, 2010).

- **larghezza coronamento: $b = 0,2H$, con $b_{min} \geq 4,00\text{ m}$;**
- **larghezza base inferiore: $B = b + 4H$;**
- **larghezza base superiore core: $c = 0,11H$;**
- **larghezza base inferiore core: $C = 0,53H$.**

Per le inclinazioni dei paramenti di monte e di valle dello shell, si è scelto di applicare una pendenza pari a 1:2 (verticale : orizzontale), in tutte le tipologie di dighe studiate, in modo da ottenere un fattore di sicurezza in funzione della pendenza adeguato in condizioni statiche. Per le inclinazioni delle superfici laterali del core, identificanti l'interfaccia core-shell, è stata adottata una pendenza pari a 5:1 (verticale : orizzontale) sia a monte che a valle nel caso di nucleo verticale (Andrianopoulos et Al., 2013), mentre nel caso di core inclinato è stata adottata una pendenza a valle pari a 1:0,5 (verticale : orizzontale), (Bharat Singh & Varshney, 1995), ricavando di conseguenza quella di monte, cioè mantenendo inalterate le lunghezze delle basi superiore c ed inferiore C del core.

Le grandezze geometriche scelte per delimitare l'intero corpo diga sono riassunte nella tabella 2.1, con riferimento alle grandezze mostrate in Figura 2.3.

Tabella 2.1 – Grandezze geometriche delle superfici identificanti il corpo diga

Tipologia diga	H [m]	b [m]	B [m]	c [m]	C [m]	V/H Shell	V/H core
Core verticale	30	6,00	126	4,00	16	1:2	5:1
	60	12,00	252	8,00	32	1:2	5:1
Core inclinato	60	12,00	252	8,00	32	1:2	1:0,5

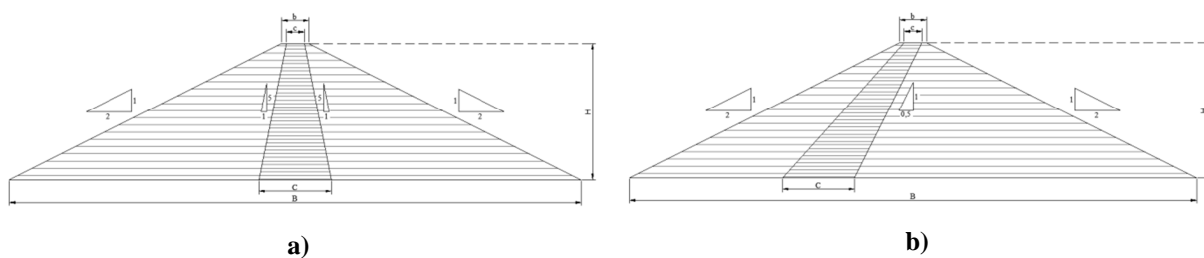


Figura 2.3 – Grandezze geometriche per le dighe oggetto di studio, diga zonata con nucleo verticale a); diga zonata con nucleo inclinato b)

La Figura 2.4 mostra tutte le quote geometriche ricavate:

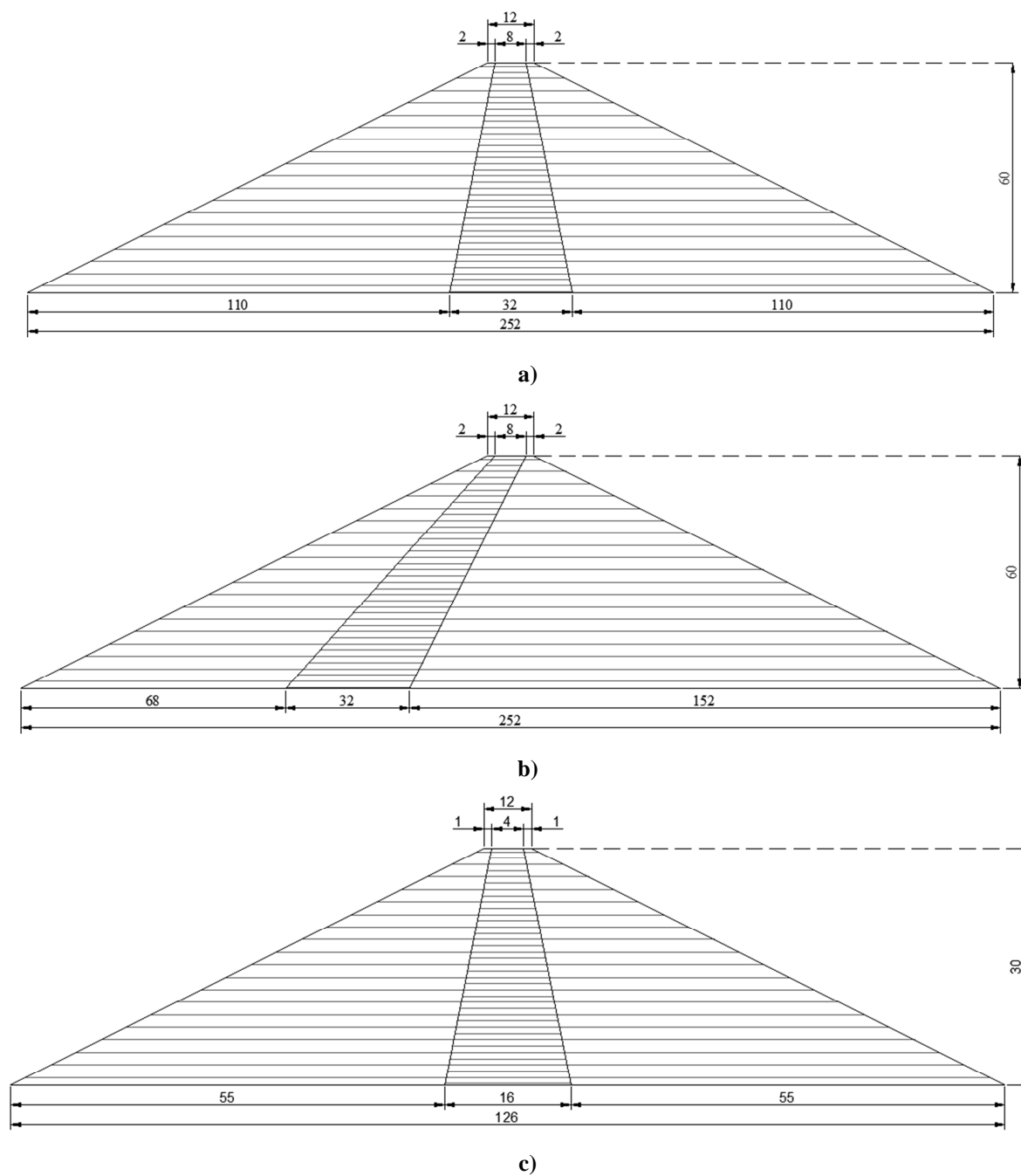


Figura 2.4 – Quote geometriche per le tipologie di dighe zonate scelte per le analisi, con nucleo verticale e altezza di 60m a); nucleo inclinato e altezza di 60m b); nucleo verticale e altezza di 30m c)

2.6 Definizione del franco netto

Per determinare il franco netto si fa riferimento al D.M. 26 Giugno 2014 - *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*. Secondo quanto riportato al paragrafo C.1 per le dighe in materiali sciolti il franco netto non deve essere inferiore a 1,5m per dighe di altezza fino a 15m e 3,5m per quelle di altezza pari o superiore a 90m, per valori di altezza intermedi il franco netto minimo deve essere determinato per interpolazione. A questi valori devono essere aggiunti i cedimenti del terreno e del rilevato che si possono avere al termine della costruzione e i cedimenti dovuti all'azione sismica, che se non valutati con un opportuno modello vanno sempre considerati non inferiori a 0,5cm per ogni metro di altezza della diga.

Tenendo presente quanto detto, è possibile procedere al calcolo del franco statico sia per la diga di 60m che per quella di 30m. Il primo passo consiste nel ricavare il franco netto minimo interpolando i dati forniti dal D.M. 26 Giugno 2014:

$$\text{Franco netto minimo } (H = 60m) = \frac{(60 - 15) \cdot 2}{(90 - 15)} + 1,5 = 2,7m$$

$$\text{Franco netto minimo } (H = 30m) = \frac{(30 - 15) \cdot 2}{(90 - 15)} + 1,5 = 1,9m$$

Successivamente si possono valutare i cedimenti dovuti all'azione sismica considerando il minimo suggerito dalla normativa:

$$\text{Cedimenti dovuti al sisma } (H = 60m) = 0,5 \cdot 60 = 30cm$$

$$\text{Cedimenti dovuti al sisma } (H = 30m) = 0,5 \cdot 30 = 15cm$$

Infine si può calcolare il franco statico:

$$\text{Franco statico } (H = 60) = 2,7 + 0,30 = 3,00m$$

$$\text{Franco statico } (H = 30) = 1,9 + 0,15 = 2,05m$$

Per il calcolo del franco netto vanno valutati gli incrementi della risalita dell'acqua contro il paramento della diga e le ampiezze delle onde provocate dal vento e dal sisma, che seguendo quanto indicato nel paragrafo C.2 del D.M. 26 Giugno 2014, in mancanza di indagini precise possono essere valutati assumendo i valori contenuti nelle tabelle del suddetto paragrafo, in funzione della velocità del vento U (Km/h) e del fetch (Km).

Per determinare la velocità del vento si fa riferimento alle NTC08, e alla Circolare 2 Febbraio 2009 N. 617/C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008*, applicando il metodo di calcolo della velocità di riferimento del vento indicato al paragrafo 3.3.2.

Considerando che l'altitudine nel territorio del comune di Roccaforte del Greco va da una quota minima di 344 m.s.l.m. a una massima di 1818 m.s.l.m. con una media di 971 m.s.l.m. (fonte www.tuttaitalia.it), volendo considerare in modo cautelativo il valore massimo, le NTC08 consentono per altitudini superiori a 1500 m.s.l.m. di fare riferimento a

situazioni di clima e di esposizione locali adeguatamente documentate e comprovate, raccomandando comunque di non utilizzare valori inferiori a quelli previsti per i 1500m di altitudine nel caso di vette o crinali. Non avendo a disposizione studi certi, si fa quindi riferimento al valore ottenuto per una quota di 1500m, ricavando il valore della velocità del vento di 127 Km/h. La tabella contenuta nel paragrafo C.2 del D.M. 26 Gennaio 2014, indica come massima velocità del vento $U=100$ Km/h, quindi si assume questo come valore di riferimento, mentre per il fetch si assume il valore cautelativo di 4Km. Entrando con questi valori nella suddetta tabella si ottiene:

$$\text{Ampiezza d'onda} = 0,53m$$

$$\text{Incremento dovuto alla risalita, run up} = 0,12m$$

Questi risultati essendo indipendenti dall'altezza della diga sono validi per entrambe le configurazioni studiate.

È ora possibile calcolare il franco netto sommando i vari contributi trovati in precedenza:

$$\text{Franco netto (H = 60m)} = 3,00 + 0,53 + 0,12 = 3,65 m$$

$$\text{Franco netto (H = 30m)} = 2,05 + 0,53 + 0,12 = 2,70 m$$

Non avendo valutato il contributo dei cedimenti del corpo diga ed avendo ipotizzato al minimo il contributo degli effetti del sisma, si è deciso di maggiorare questi valori, assumendo per entrambi i casi un franco netto di 5,00m.

Capitolo III

Teoria della propagazione delle onde sismiche nei problemi dinamici

3.1 Introduzione

La dinamica dei terreni si propone di studiare il comportamento tensionale e deformativo del terreno in presenza di azioni dinamiche cicliche, fornendo strumenti di fondamentale importanza per la valutazione degli effetti locali dei terremoti. Negli ultimi anni, l'esigenza di tenere conto del rischio sismico nella progettazione di importanti opere, quali anche le dighe, ha visto un importante e rapido sviluppo dell'ingegneria geotecnica sismica. Questa specializzazione dell'Ingegneria Geotecnica consente la definizione, su base probabilistica, dell'azione sismica (a livello locale), la valutazione del rischio di fenomeni di rottura del suolo sismo-indotti e l'interazione dinamica terreno-struttura. Il retroterra, per l'utilizzo dei metodi di analisi disponibili, comprende alcuni elementi di sismologia, la teoria della propagazione delle onde sismiche ed i metodi per la caratterizzazione dinamica dei terreni. Essendo una branca giovane dell'Ingegneria è ancora in una fase di forte sviluppo.

3.2 Carichi dinamici e ciclici

Il termine “dinamico” viene associato al tempo o alla velocità di applicazione del carico, in cui il tempo è così ridotto o la velocità è così elevata che non è più lecito trascurare le forze di inerzia e gli effetti che in un terreno si associano alla velocità di deformazione: modifiche delle condizioni di drenaggio, effetti viscosi, effetti di interazione tra vibrazioni indotte e terreno attraversato. Per tempo di applicazione si intende un intervallo di tempo uguale ad un quarto del periodo della sequenza di carico, cioè un quarto del tempo necessario per una inversione completa (Ishihara, 1996). La soglia a cui si fa riferimento per distinguere un problema statico da uno dinamico in termini di tempo di applicazione del carico è di una decina di secondi. Quando si rimane al di sotto di tale soglia i problemi vengono considerati dinamici e il comportamento del terreno è molto più complesso che in condizioni statiche. Nei terreni saturi poco permeabili l'applicazione veloce dei carichi, non permette alle pressioni interstiziali in eccesso di dissiparsi stabilendo condizioni non drenate, l'effetto risultante di questo fenomeno nei terreni sabbiosi può essere quello di un incremento e accumulo delle pressioni interstiziali e di una corrispondente riduzione delle tensioni efficaci che può portare al collasso, mentre nei terreni argillosi l'effetto può essere anche di segno opposto, in quanto un attivazione dei legami intramolecolari può comportare un incremento della rigidità e della resistenza a rottura.

Le azioni variabili nel tempo hanno ampiezza e/o direzione e/o punto di applicazione variabile nel tempo e che inducono stati tensionali e deformativi anch'essi variabili nel tempo.

Le azioni cicliche sono un caso particolare di azioni variabili nel tempo. Vengono definiti carichi ciclici quei carichi che producono un'alternanza di fasi di carico, scarico e ricarico, che si ripetono con una qualche periodicità. Come i precedenti anche questi carichi possono essere sia statici che dinamici, ma è soprattutto in questo secondo caso che l'alternanza delle fasi produce nel terreno effetti permanenti significativi. I carichi ciclici dovuti ad un terremoto sono di tipo irregolare e transitorio, con frequenze comprese tra 1 e 10Hz. In generale i carichi dinamici e ciclici con frequenze più alte hanno tempi di applicazione più brevi e viceversa. Quando i carichi ciclici sono anche dinamici sussiste una relazione (3.1) tra la frequenza f , l'ampiezza della deformazione di taglio ciclica γ e la velocità di deformazione di taglio $\dot{\gamma}$, tale che all'aumentare della frequenza aumenta la velocità di propagazione.

$$\dot{\gamma} = 4 \cdot f \cdot \gamma \quad (3.1)$$

I carichi ciclici a loro volta possono essere distinti in carichi periodici e non periodici, i primi hanno nella forma armonica quella di più semplice rappresentazione e generano le stesse vibrazioni nel tempo per più cicli, mentre i secondi sono irregolari, di tipo impulsivo, costituiti da un singolo impulso che può essere di breve durata (esplosioni), o di maggiore durata (terremoti). I carichi periodici più semplici sono rappresentati da un andamento sinusoidale e possono essere descritti dalla sola ampiezza A e dal periodo T o dalla frequenza.

$$T = \lambda/V \quad (3.2)$$

$$f = 1/T \quad (3.3)$$

In particolare, un'onda armonica avrà un'equazione generica del tipo $y = A \sin[K(x - v \cdot t)]$, dove λ rappresenta la lunghezza d'onda, $k = 2 \cdot \pi/\lambda$, mentre $V = \lambda \cdot f$ è la velocità di propagazione dell'onda che dipende dalle caratteristiche del mezzo in cui si propaga. La Figura 3.1 mostra una generica onda sinusoidale armonica visualizzandone ampiezza e lunghezza d'onda.

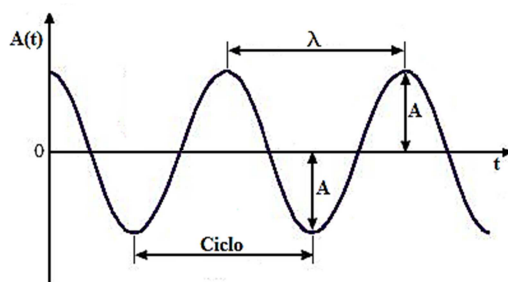


Figura 3.1 – Rappresentazione di una generica onda sinusoidale armonica

La complessità dei problemi la si può spiegare analizzando come anche le onde regolari prodotte da vibrazioni dovute a carichi dinamici, una volta applicate ai terreni possono generare un andamento irregolare nel tempo e nello spazio, dovuto a fenomeni di riflessione e rifrazione che come si vedrà nel seguito possono svilupparsi all'interfaccia tra i vari strati di terreno e all'impatto con la superficie libera e/o a causa dell'interazione tra terreno e vibrazioni.

3.3 Propagazione delle onde sismiche nel terreno

Successivamente al rilascio di energia avviene la propagazione delle onde sismiche nel terreno che funge da mezzo di trasmissione, le onde sismiche possono essere divise in due categorie: onde di volume e onde di superficie.

Le onde di volume sono direttamente generate dalla sorgente e si propagano nel terreno secondo fronti d'onda sferici con un raggio che va via via aumentando, tali onde si distinguono in onde longitudinali (onde *P*, dal latino *Primae*) e in onde trasversali (onde *S*, dal latino *Secundae*), in relazione agli stati deformativi indotti nel terreno. Le onde *P* producono ripetute deformazioni di compressione ed estensione e raggiungono per prime la superficie libera avendo una velocità maggiore delle onde *S*, le quali generano deformazioni di taglio e non si trasmettono nei fluidi, data la loro incapacità di resistere al taglio.

Le onde di volume all'impatto con la superficie libera o in corrispondenza di discontinuità tra materiali generano nuove onde, che interessano la sola parte superficiale del mezzo, dette onde di superficie, che si propagano dalla sorgente con fronte d'onda cilindrico e possono distinguersi in due tipi: onde di Rayleigh (Rayleigh 1985) e onde di Love (Love 1911).

In un terreno reale la presenza di stratificazioni e discontinuità produce fenomeni di rifrazione e riflessione, che determinano una moltiplicazione del numero di onde sismiche oltre ad una deviazione del loro cammino di propagazione. Inoltre si assiste a un'attenuazione della loro ampiezza (smorzamento per scattering), a quella geometrica legata all'ampliamento del volume di terreno interessato dal loro passaggio (smorzamento geometrico) e considerando inoltre che i terreni reali possiedono proprietà dissipative, il moto delle onde sismiche tende a ridursi ulteriormente in ampiezza in relazione al loro contenuto in frequenza (smorzamento interno). A questi fenomeni smorzanti si contrappongono fenomeni di risonanza e/o focalizzazione, che localmente possono innescare fenomeni di esaltazione delle onde sismiche, della loro ampiezza e delle vibrazioni.

Ricavare le storie di carico da associare alla propagazione delle onde sismiche generate da un terremoto può risultare molto difficile, si deve tenere conto delle interazioni tra la stratigrafia e la morfologia dell'area attraversata con le proprietà geotecniche dei terreni, infatti il terreno tende a modificare la struttura del suo scheletro solido a causa della sua natura particellare multifase. Pensando ad una condizione di carico dinamico e ad un terreno non drenato, le elevate velocità di propagazione del carico impediscono modifiche del volume, generando invece una modificazione del regime delle pressioni interstiziali. Quando un evento sismico interessa un terreno saturo può manifestarsi una concatenazione di eventi che indentifica la non linearità e irreversibilità nel legame sforzi-deformazioni. Infatti in questa situazione si assiste ad una progressiva modificazione delle proprietà meccaniche del terreno (rigidezza e resistenza) dovuta alla variazione del regime delle pressioni interstiziali, che può risultare tale da modificare le caratteristiche delle onde sismiche riducendone la velocità di propagazione, determinando a sua volta un incremento delle deformazioni di taglio e una nuova degradazione delle proprietà meccaniche del terreno.

I primi effetti di un terremoto sulle strutture in elevazione si manifestano sotto forma di oscillazioni e deformazioni che interessano anche il terreno di fondazione che gioca un ruolo fondamentale nel determinare possibili amplificazioni o attenuazioni delle vibrazioni, in funzione del suo periodo proprio di vibrazione. Quando la sua frequenza fondamentale si avvicina a quella delle vibrazioni si possono generare fenomeni di risonanza che generano a loro volta in alcuni casi danni alle strutture, e in condizioni estreme possono comprometterne la stabilità.

In campo dinamico le deformazioni potenzialmente più critiche per la stabilità dei terreni o delle opere geotecniche sono le deformazioni di taglio γ dovute al passaggio delle onde S .

Pensando ad un generico elemento di volume al quale vengono applicati dei carichi ciclici, scomponendo gli sforzi in una componente isotropa e in una deviatorica, si avrà che le deformazioni dovute alla componente isotropa risultano reversibili, perciò il comportamento del terreno è funzione della deformazione deviatorica, quindi si deve prestare attenzione sul legame sforzi-deformazioni in termine di sollecitazioni e deformazioni di taglio nel piano τ, γ .

3.4 Teoria delle Vibrazioni

Nel campo della dinamica dei terreni destano interesse le vibrazioni di tipo meccanico, che nel caso di un terremoto sono prodotte da una sorgente interna al terreno e che propagandosi inducono sollecitazioni e deformazioni che si aggiungono ai carichi statici e possono dare luogo a fenomeni di risonanza, che incidono sulla stabilità e/o la funzionalità delle opere ingegneristiche presenti nell'intorno della sorgente.

Le vibrazioni meccaniche sono una forma di energia che si propaga con una certa velocità V (che dipende dal mezzo attraversato), in tutte le direzioni secondo fronti d'onda sferici producendo movimenti di tipo oscillatorio. Le particelle di un terreno sono generalmente legate tra loro da vincoli di tipo elastico, che non gli consentono di muoversi indiscriminatamente, lo stato vibratorio si manifesta a causa della diffusione (con velocità dipendente dal tipo di terreno attraversato) di onde progressive di sforzo e di deformazione longitudinale e/o di taglio rispetto alla direzione di propagazione, dovute proprio all'impossibilità delle particelle di muoversi liberamente. Generalmente si assiste ad un'attenuazione delle vibrazioni allontanandosi dalla sorgente a causa di fenomeni legati alla geometria del fronte d'onda, allo smorzamento interno e per effetto di riflessioni e rifrazioni delle onde. Come già accennato in precedenza le vibrazioni possono essere di due tipi: periodiche e non periodiche, entrambe però nella forma più generale si possono ricondurre al caso di vibrazioni armoniche, cioè si possono scomporre in infinite vibrazioni armoniche applicando il teorema di Fourier del quale si parlerà più in avanti.

3.4.1 Le vibrazioni armoniche

Le vibrazioni armoniche rappresentano la forma più semplice di vibrazioni periodiche. Il profilo d'onda è una senoide o una cosenoide e il moto $u(t)$, può essere rappresentato in varie forme, se espresso in termini di spostamenti in un determinato punto lungo la direzione di propagazione in funzione del solo tempo t . Possono citarsi quella trigonometrica, quella vettoriale e quella complessa, essendo generalmente le più usate, per le quali i parametri che descrivono il moto sono tre: l'ampiezza, la frequenza e la fase iniziale. Secondo la notazione trigonometrica il moto armonico è descritto dalla seguente equazione, (rappresentata in Figura 3.2):

$$u(t) = A \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi) \quad (3.4)$$

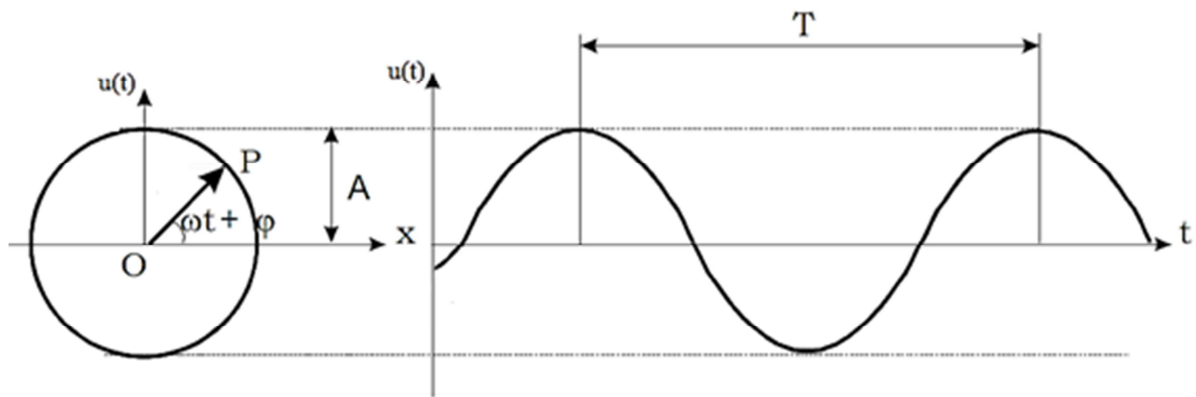


Figura 3.2 – Rappresentazione vettoriale del moto armonico

dove: A è l'ampiezza e rappresenta la massima differenza della perturbazione rispetto al suo valore medio; $\omega = 2 \cdot \pi / T$ è la frequenza circolare che rappresenta la velocità di oscillazione in radianti al secondo con T ad indicare il periodo; φ è la fase iniziale che rappresenta l'angolo in radianti di cui è traslato il moto rispetto alla senoide.

In generale il moto indotto da una vibrazione armonica può essere espresso o dal variare del tempo t in un punto P o dal variare della posizione di P lungo la direzione di propagazione. Nel caso di fase iniziale nulla, si ottiene la seguente equazione:

$$u(x, t) = A \cdot \sin \left[2 \cdot \pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{\lambda} \right) \right] \quad (3.5)$$

dove: λ è la lunghezza d'onda, cioè la distanza misurata lungo l'asse x fra due punti successivi di uguale fase d'onda, mentre T è il periodo, cioè il tempo necessario a compiere un'oscillazione completa, ovvero perché il punto ritorni nella stessa posizione. Per ricavare il modo in cui il moto si propaga lungo l'asse x , basta fissare nella (3.5) la coordinata t .

La velocità di propagazione del moto V , è legata alla lunghezza d'onda λ e al periodo T dalla relazione:

$$V = \lambda / T \quad (3.6)$$

Introducendo la frequenza f , secondo l'equazione (3.3), cioè il numero di oscillazioni compiute nell'unità di tempo, espressa in Hertz, cicli/sec, che è l'inverso del periodo si ha anche:

$$V = \lambda \cdot f \quad (3.7)$$

Un moto armonico che si propaga in una certa direzione x è funzione sia del tempo che dello spazio, questo permette di poter rappresentare un'onda armonica in due modi, nel tempo si ottiene un'equazione d'onda del tipo (3.4) in cui il parametro rappresentativo del moto è il periodo T , cioè l'intervallo di tempo necessario affinché un punto ritorni nella stessa posizione e l'onda nella stessa configurazione di fase, mentre raffigurando l'onda nello spazio il parametro è la lunghezza d'onda λ . La grandezza caratterizzante l'onda armonica è, o il periodo T , o la frequenza f , dipendente dalla sorgente. La lunghezza d'onda dipende invece dalla velocità di propagazione V , tramite la (3.6), che a sua volta dipende dal mezzo in cui l'onda si propaga l'onda.

3.4.2 Le vibrazioni irregolari

I moto di un terreno sottoposto a vibrazioni irregolari risulta in moti casi difficile da descrivere integralmente in modo analitico a causa della tridimensionalità degli spazi in cui si propagano le vibrazioni. Il moto è infatti caratterizzato da spostamenti, velocità e accelerazioni variabili nel tempo e nello spazio. Per descrivere un moto irregolare si fa riferimento al teorema di Fourier e all'analisi spettrale, in base alla quale un'oscillazione irregolare può essere scomposta in un numero infinito di oscillazioni armoniche, ognuna delle quali caratterizzata da un certo valore dell'ampiezza A_n , delle frequenze f_n e della fase iniziale φ_n . Questa applicazione permette di scomporre un carico dinamico irregolare o le vibrazioni prodotte da una sorgente, in vibrazioni armoniche elementari e applicando il principio di sovrapposizione degli effetti di semplificare notevolmente molti problemi ingegneristici. Senza entrare nel dettaglio della trattazione che porta a ricavare lo spettro di Fourier in termini di ampiezza o di fase, per la quale si rimanda al § 8.1.2, ci si limita a dire che ai fini ingegneristici interessa soprattutto lo spettro in termini di ampiezza.

Anche le vibrazioni irregolari possono essere definite attraverso due parametri (ampiezza massima A_{max} e frequenza fondamentale f_n , ma queste grandezze non sono in grado di rappresentare da sole il segnale, infatti solo conoscendo l'intero spettro di Fourier si possono descrivere pienamente le vibrazioni in un dato punto del terreno.

3.4.3 Rappresentazione delle vibrazioni nel dominio delle frequenze

La rappresentazione di una vibrazione irregolare attraverso lo spettro delle frequenze o di Fourier, avviene associando a ogni valore dell'ampiezza di uno dei moti armonici che compongono il segnale, un valore della frequenza. Così facendo il segnale cambia rappresentazione in funzione del tipo di vibrazione come segue:

- nel caso di vibrazioni armoniche è rappresentato da un unico valore;
- nel caso di vibrazioni regolari non armoniche è definito da una spezzata in un limitato campo di frequenze intorno ad un valore centrale;
- nel caso di vibrazioni irregolari è caratterizzato da valori di ampiezze e frequenze aventi elevata variabilità e quindi da curve irregolari. Si distinguono in quest'ultimo caso due forme spettrali: a banda stretta (segnali impulsivi) e a banda larga (segnali transitori).

L'ampiezza e la frequenza sono due parametri caratterizzati da una grande variabilità temporale e irregolarità. Gli spettri di Fourier possono avere forme diverse, possono presentare più picchi o uno solo, mentre altre volte possono esprimere andamenti costanti più o meno pronunciati. A volte per fini applicativi lo spettro di Fourier viene regolarizzato attraverso determinate procedure di calcolo tramite un'operazione chiamata lisciatura.

3.4.4 Teoria dell'oscillatore semplice

La teoria dell'oscillatore semplice descrive il comportamento di un sistema visco-elastico ad un singolo grado di libertà sollecitato da una forza esterna, in termini di spostamento, velocità e accelerazione. L'oscillatore semplice è un sistema meccanico elementare ad un grado di libertà, costituito da una massa m , che può traslare secondo la sola direzione x , connessa al suolo da una molla di rigidezza k e da uno smorzatore (o ammortizzatore) caratterizzato da un coefficiente di resistenza viscosa c . Se la massa è soggetta ad una forza $Q(t)$ variabile nel tempo, la forza di inerzia f_i , la forza che si sviluppa nella molla f_D e quella nello smorzatore f_S si oppongono al carico esterno. Indicando con $u(t)$ lo spostamento della massa m , si può scrivere:

$$f_i = m \cdot \ddot{u}(t) \quad (3.8)$$

$$f_D = c \cdot \dot{u}(t) \quad (3.9)$$

$$f_S = k \cdot u(t) \quad (3.10)$$

l'equazione del moto del sistema diventa:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = Q(t) \quad (3.11)$$

L'equazione ricavata è un'equazione differenziale del secondo ordine, che nell'ipotesi di c e k costanti, può essere risolta in forma chiusa in quattro casi:

- vibrazioni libere non smorzate ($Q(t) = 0$; $c = 0$);
- vibrazioni libere smorzate ($Q(t) = 0$; $c \neq 0$);
- vibrazioni forzate non smorzate ($Q(t) \neq 0$; $c = 0$);
- vibrazioni forzate smorzate ($Q(t) \neq 0$; $c \neq 0$).

3.4.5 Risposta dell'oscillatore semplice ad un carico sismico

Per giungere alla risposta dell'oscillatore semplice ad un carico ciclico sismico seguendo una trattazione matematica completa si dovrebbe iniziare dallo studio delle oscillazioni di un oscillatore elementare, partendo dall'analisi della risposta libera di un oscillatore semplice a un grado di libertà non smorzato, introducendo il termine di smorzamento per poi studiare la risposta del sistema soggetto ad un'eccitazione armonica, finendo per analizzare l'eccitazione da parte di smorzatori forzati genericamente e da carichi impulsivi. In questa sede si trascurerà tale trattazione giungendo direttamente all'esposizione della risposta dell'oscillatore semplice ad un carico sismico, in quanto inerente allo studio che si andrà ad affrontare. Le soluzioni che si ottengono nel caso di un oscillatore semplice sottoposto a carichi $Q(t)$ armonici, possono essere utilizzati per ottenere la risposta del sistema per condizioni di carico periodico qualsiasi. Il teorema di Fourier permette di scomporre un carico periodico qualunque in una serie di carichi armonici e di ottenere la risposta del sistema in termini di spostamenti $u(t)$ mediante il principio della sovrapposizione degli effetti, come somma delle singole risposte armoniche ottenute dalle equazioni mostrate nel § 3.4.4.

Supponendo di applicare un moto sismico alla base dell'oscillatore rappresentato dal carico indotto $Q(t)$ e indicando con $u_b(t)$ lo spostamento alla base dell'oscillatore e con $u(t)$ lo spostamento relativo della massa dell'oscillatore rispetto alla base, lo spostamento assoluto dell'oscillatore risulta:

$$u_g(t) = u_b(t) + u(t) \quad (3.12)$$

a questo punto si possono verificare tre casi:

- $u_g(t) = u_b(t); u(t) = 0$ (struttura perfettamente rigida $T_0 = 0$);
- $u_g(t) = 0; u_b(t) = -u(t)$ (struttura perfettamente flessibile $T_0 = \infty$);
- $u_g(t) \neq 0$ e non coincidente con $u_b(t)$ ($T_0 \neq 0$);

Il caso più generale risulta essere quello in cui $T_0 \neq 0$, e la forza esterna $Q(t)$ applicata all'oscillatore è la forza di inerzia applicata alla massa e cioè $-m\ddot{u}_g(t)$. In questa situazione l'equazione del moto (3.11) diventa:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.13)$$

introducendo le quantità:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.14)$$

$$c_c = 2 \cdot \sqrt{m \cdot k} \quad (3.15)$$

$$\xi = D = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 \cdot \sqrt{m \cdot k}} \quad (3.16)$$

dove ω_0 identifica il rapporto tra la rigidezza e la massa, ξ o D rappresenta il rapporto di smorzamento ed identifica il rapporto tra la costante viscosa c dell'oscillatore e lo smorzamento critico c_c , la (3.13) può essere riscritta come segue:

$$\ddot{u}(t) + 2 \cdot D \cdot \omega_0 \cdot \dot{u}(t) + \omega_0^2 \cdot u(t) = -\ddot{u}_b(t) \quad (3.17)$$

La soluzione può essere trovata scomponendo il moto sismico alla base dell'oscillatore in serie di Fourier, oppure rappresentandolo come una sequenza di impulsi rettangolari, ognuno dei quali avviene per un dato valore di $t = \tau$ ed ha durata infinitesima $d\tau$.

Utilizzando la funzione delta di Dirac, la risposta in termini di spostamento è data dall'integrale di Duhamel, il quale essendo di difficile integrazione viene per lo più calcolato numericamente:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_b(\tau) \cdot e^{-D \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] \cdot d\tau \quad (3.18)$$

da cui si ricavano:

$$\dot{u}(t) = \omega_0 \cdot u(t) \quad (3.19)$$

$$\ddot{u}(t) = \omega_0^2 \cdot u(t) \quad (3.20)$$

3.4.6 Lo spettro di risposta

Lo spettro di risposta rappresenta la risposta massima in accelerazione (velocità o spostamento) di tutti i possibili oscillatori semplici, aventi uguale rapporto di smorzamento D per uno stesso moto sismico applicato alla base. Generalmente nel campo dell'ingegneria sismica è sufficiente conoscere il valore massimo dello spostamento relativo $|u_{max}|$ (spostamento spettrale) o della velocità $|\dot{u}_{max}|$ (velocità spettrale o pseudovelocità), o infine dell'accelerazione $|\ddot{u}_{max}|$ (accelerazione spettrale o pseudoaccelerazione), invece che tutta la risposta del sistema $u(t)$ al moto alla base $u_b(t)$. Questi parametri sono tutti legati tra loro attraverso le relazioni:

$$S_D = |u_{max}| \quad (3.21)$$

$$S_v = |\dot{u}_{max}| = \omega_0 \cdot S_D \quad (3.22)$$

$$S_a = |\ddot{u}_{max}| = \omega_0^2 \cdot S_D \quad (3.23)$$

Per costruire uno spettro di risposta si devono riportare in ascissa il periodo T_0 e in ordinata i valori della pseudoaccelerazione S_a , della pseudovelocità S_v o dello spostamento massimo S_D ottenute facendo variare la rigidezza k , in finzione di un dato valore di D . Per ogni valore di D si ottiene una curva associata ai valori di S_a , S_v o S_D , queste curve risultano inoltre decrescenti al crescere di D , come mostrato in Figura 3.3

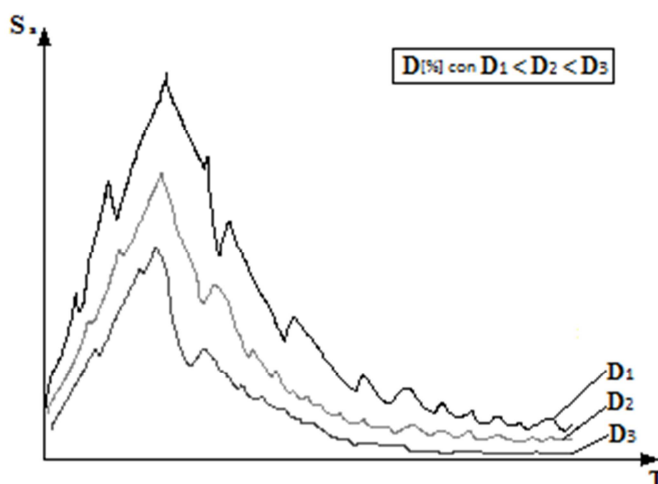


Figura 3.3 – Spettri di risposta al variare del rapporto di smorzamento D per un oscillatore semplice sottoposto all'azione di un accelerogramma alla base

3.5 Le onde sismiche

Come accennato nel § 3.3, le onde sismiche che si generano da una generica sorgente di vibrazione possono essere di due tipi: onde di volume e onde di superficie.

Le onde di volume sono generate da una sorgente meccanica interna al mezzo e si propagano al suo interno con fronti d'onda sferici (sorgente interna) o semisferici (sorgente sulla frontiera) di raggio sempre più ampio. Con fronte d'onda si intende il luogo geometrico dei punti in cui le particelle vibrano con la stessa fase ad un dato istante t , la superficie definita da questi punti può essere piana, sferica o di forma qualunque. Le onde di volume si distinguono in: onde P e S , visibili in Figura 3.4, in funzione degli stati deformativi indotti nel terreno.

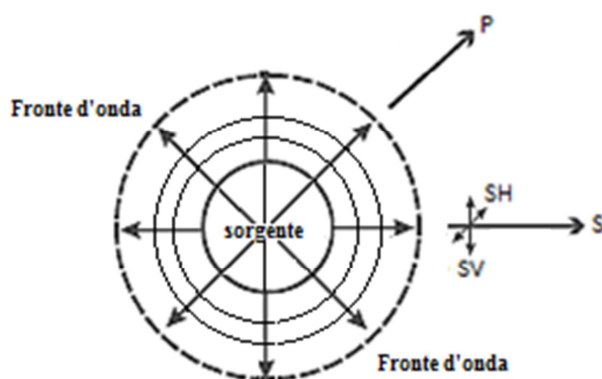


Figura 3.4 – Vibrazioni indotte dal passaggio delle onde di volume

Le onde P producono vibrazioni polarizzate e successive deformazioni di compressione ed estensione (Figura 3.5), nella direzione di propagazione, raggiungono per prime la superficie libera avendo a parità di mezzo attraversato una velocità maggiore rispetto alle onde S . Trasmettendosi anche nei fluidi nei terreni perfettamente saturi viaggiano due onde P , una

attraverso il fluido e l'altra attraverso lo scheletro solido. La velocità misurata è quella delle onde che tra le due raggiungono per prime il punto di misura. Considerando che la velocità di propagazione in acqua è di circa 1500 m/s e che quella corrispondente allo scheletro solido è in genere inferiore, specie in prossimità di superfici e lontano da corpi rocciosi, la velocità di propagazione delle onde P dipende dalla compressibilità del fluido ed è scarsamente influenzata dallo scheletro solido.



Figura 3.5 – Deformazioni dovute alla propagazione delle onde P nel mezzo

Le onde S originano vibrazioni polarizzate su un piano passante per la direzione di propagazione generando deformazioni di taglio (Figura 3.6), hanno velocità minore delle onde P e non si trasmettono nei fluidi, non avendo questi resistenza al taglio.

Un'onda S può essere rappresentata come somma vettoriale di due componenti, una polarizzata sul piano orizzontale (onde SH) e una sul piano verticale (onde SV).



Figura 3.6 – Deformazioni dovute alla propagazione delle onde S nel mezzo

Il piano su cui si polarizzano le onde S dipende dal tipo di sollecitazione che le produce, generalmente le onde S indotte da un evento sismico si propagano in direzione verticale, SV o orizzontale, SH . Nel primo caso sono sempre polarizzate su un piano verticale, nel secondo su un piano passante per la direzione di propagazione. Scomponendole in entrambi i casi su due piani, si generano le componenti SV_1 ; SV_2 e SH_H ; SH_V come mostrato in Figura 3.7.

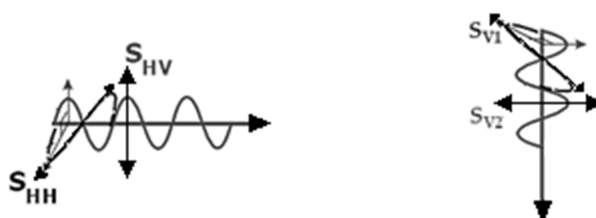


Figura 3.7 – Direzioni di propagazione delle onde S e relative scomposizioni lungo i paini V e H

Le onde di superficie si generano all'impatto delle onde di volume con la superficie libera, nel caso di mezzi confinati o in corrispondenza di superfici di discontinuità e si propagano dalla sorgente con fronte d'onda cilindrico. Il loro nome è dovuto al fatto che interessano solo la parte più superficiale del mezzo e sono principalmente di due tipi: onde di Rayleigh (Rayleigh 1985) e onde di Love (Love 1911).

Le onde di Rayleigh, R , propagandosi producono vibrazioni che sono la risultante di una vibrazione polarizzata su un piano verticale, in direzione perpendicolare alla direzione di propagazione, e di una vibrazione orizzontale polarizzata lungo la direzione di propagazione. Il moto risultante sul piano verticale è ellittico retrogrado e la deformazione indotta è sia di taglio che di compressione (Figura 3.8).

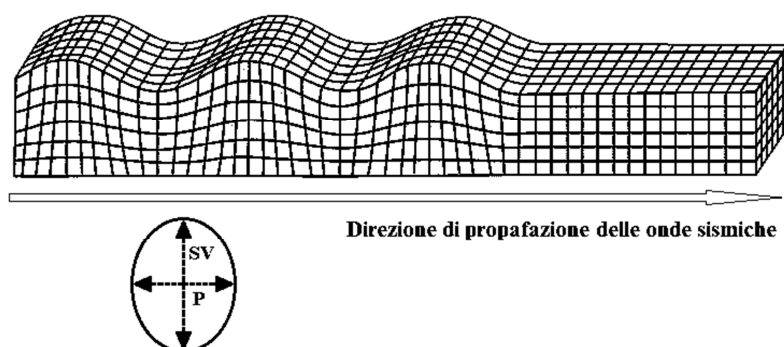


Figura 3.8 – Deformazioni dovute alla propagazione delle onde di Rayleigh nel mezzo

Le onde di Love, L , (Figura 3.9) sono generate dalla riflessione multipla principalmente delle onde SH , tra la superficie inferiore e superiore di uno strato di terreno in cui rimangono intrappolate. Producono vibrazioni orizzontali polarizzate nella direzione perpendicolare alla direzione di propagazione, deformazioni di taglio e non si trasmettono nei fluidi. La loro velocità dipende dalla frequenza dell'eccitazione e dalle caratteristiche del mezzo attraversato.

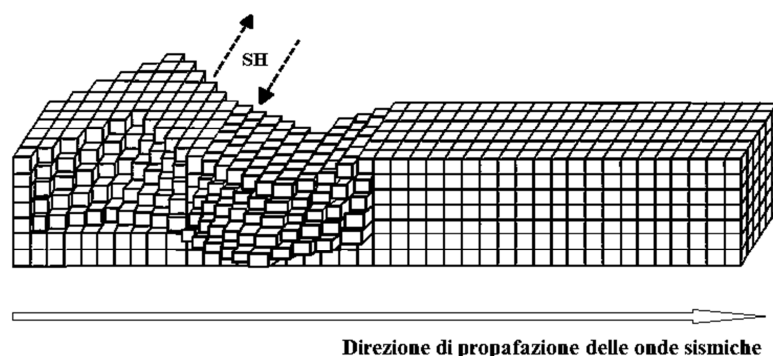


Figura 3.9 – Deformazioni dovute alla propagazione delle onde di Love nel mezzo

Considerando un caso ideale, con onde generate da una macchina che trasmette attraverso una fondazione circolare un carico dinamico verticale ciclico ad un semispazio elastico con coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$, l'energia erogata si trasmette attraverso onde P , S e R . È stato dimostrato che l'energia si distribuisce nel seguente modo: il 67% attraverso onde di Rayleigh; il 26% attraverso onde S ; ed infine il 7% attraverso onde P (Woods 1968). In questo caso le onde P e S si propagano secondo fronti d'onda emisferici e le onde R secondo fronti d'onda cilindrici. Il contenuto energetico delle onde e l'ampiezza dello spostamento

indotto nel terreno diminuiscono all'aumentare della distanza dalla sorgente, a causa dello smorzamento geometrico, poiché le onde investono volumi di terreno sempre maggiori. L'ampiezza delle onde R decresce più lentamente rispetto alle onde P per le quali si mantiene all'incirca costante. L'ampiezza della componente verticale decade rapidamente con la profondità, infatti alla profondità di circa $1,5\lambda$ si individua un piano detto, piano limite, in cui l'ampiezza è pari al 10% di quella superficiale.

3.6 Propagazione delle onde sismiche in un semispazio elastico, omogeneo e isotropo

Per comprendere come le onde sismiche si propagano in un terreno è importante esaminare, sebbene in termini sintetici, le leggi che regolano la propagazione delle onde P , S e R in un mezzo elastico. Si deve comunque tenere presente che i terreni reali possiedono caratteristiche che sono difficilmente paragonabili a quelle di un mezzo elastico omogeneo e isotropo e rispondono in maniera approssimata alle condizioni richieste dalla teoria dell'elasticità. Nell'ipotesi di un mezzo omogeneo, isotropo, elastico e infinitamente esteso, applicando il secondo principio della dinamica all'elemento infinitesimo si ottengono le equazioni indefinite di equilibrio dinamico:

$$\begin{aligned}\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \tau_{xz}}{\partial z^2} \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial^2 \tau_{yx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \tau_{yz}}{\partial z^2} \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= \frac{\partial^2 \tau_{zx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tau_{zy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2}\end{aligned}\quad (3.24)$$

dove: ρ rappresenta la densità del mezzo attraversato; u, v, w sono le componenti dello spostamento nella direzione rispettivamente degli assi x, y e z ; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ sono le tensioni normali agenti sulle facce dell'elemento di volume nelle direzioni degli assi x, y e z ; $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ sono le tensioni tangenziali agenti sulle facce dell'elemento di volume.

Ricordando che gli spostamenti (u, v e w) sono legati alle deformazioni longitudinali lungo i tre assi ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$) e alle deformazioni di taglio ($\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$) dalle equazioni:

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}\end{aligned}\quad (3.25)$$

introducendo le componenti di rotazione o deformazioni angolari ($\Omega_x, \Omega_y, \Omega_z$), intorno agli assi x, y e z :

$$\Omega_x = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right); \Omega_y = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right); \Omega_z = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (3.26)$$

considerando il mezzo isotropo e sapendo che in base alla legge di Hooke (secondo cui in un solido elastico lineare tra tensioni e deformazioni sussiste una relazione lineare), i legami tensioni-deformazioni sono dipendenti da due costanti caratteristiche del materiale λ e G (costanti di Lamé):

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} & \sigma_x &= \lambda\bar{\epsilon} + 2G\epsilon_x \\ \tau_{yz} &= G\gamma_{yz} & \sigma_y &= \lambda\bar{\epsilon} + 2G\epsilon_y \\ \tau_{zx} &= G\gamma_{zx} & \sigma_z &= \lambda\bar{\epsilon} + 2G\epsilon_z \end{aligned} \quad (3.27)$$

dove $\bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$ indica la deformazione volumetrica

Sostituendo alle (3.24) le relazioni (3.25), si ottengono le equazioni indefinite del moto, queste equazioni possono essere scomposte in modo tale da ricavarne due sistemi di equazioni, in uno dei quali compare la sola deformazione volumetrica, mentre nell'altro la sola deformazione angolare intorno a ciascuno dei tre assi. Così facendo il moto trovato viene scomposto in due ben distinti stati deformativi, rappresentati da onde diverse: il primo dalle onde P , il secondo dalle onde S .

A questo punto differenziando le equazioni indefinite del moto rispetto ai tre assi x , y e z , e sommando membro a membro si ottiene la soluzione:

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (3.28)$$

che rappresenta l'equazione dell'onda relativa alle onde P , mentre differenziando le (3.27) a due a due e sottraendo membro a membro, si ottengono:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \Omega_x}{\partial t^2} &= \frac{G}{\rho} \nabla^2 \Omega_x \\ \frac{\partial^2 \Omega_y}{\partial t^2} &= \frac{G}{\rho} \nabla^2 \Omega_y \\ \frac{\partial^2 \Omega_z}{\partial t^2} &= \frac{G}{\rho} \nabla^2 \Omega_z \end{aligned} \quad (3.29)$$

che rappresentano invece le equazioni d'onda relative alle onde S .

Con il termine $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$, che rappresenta il doppio operatore di Laplace.

I coefficienti che moltiplicano al secondo membro il doppio operatore di Laplace nelle equazioni d'onda (3.28) e (3.29) rappresentano i quadrati delle velocità di propagazione delle onde medesime (P e S) nel mezzo attraversato e dipendono solo dalle proprietà fisiche (densità, ρ) e meccaniche (costanti di Lamé, λ e G) del mezzo senza essere influenzate dalla frequenza dell'onda. Tali velocità di propagazione sono quindi rispettivamente:

$$V_S = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (3.30)$$

$$V_P = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.31)$$

Introducendo l'ipotesi di "semispazio" è possibile ricavare anche la velocità delle onde di Rayleigh, V_R , legata alla velocità delle onde S , V_S e a quella delle onde P , V_P , dalla relazione:

$$k^6 - 8k^4 + (24 - 16\alpha^2)k^2 + 16(\alpha^2 - 1) = 0 \quad (3.32)$$

dove: $k = V_R/V_S$ e $\alpha = V_S/V_P$.

Le radici dell'equazione cubica k^2 sono una funzione del coefficiente di Poisson ν . Una soluzione approssimata è stata trovata da Viktrov (1967):

$$\frac{V_R}{V_S} = \frac{0,874 + 1,117 \cdot \nu}{1 + \nu} \quad (3.33)$$

ricordando le relazioni tra le costanti di Lamè, il modulo di Young, E , il modulo di deformazione cubica K , e il coefficiente di Poisson ν :

$$E = \frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G} \quad (3.34)$$

$$K = \lambda + \frac{2}{3}G \quad (3.35)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} \quad (3.36)$$

tra le velocità delle onde P e delle onde S , si ricava la relazione:

$$\frac{V_S}{V_P} = \sqrt{\frac{0,5 - \nu}{1 - \nu}} \quad (3.37)$$

Dalle relazioni precedenti si osserva che, il rapporto V_P/V_S dipende esclusivamente dal coefficiente di Poisson ν (che varia tra $\sqrt{2} = 1.41$ e ∞ , per ν variabile tra 0 e 0.5), V_P è sempre maggiore di V_S e V_R è sempre di poco inferiore a V_S .

La propagazione delle onde sismiche nei mezzi elastici stratificati e confinati o dotati di superfici di discontinuità, segue leggi fisiche più complicate di quelle nel mezzo elastico, omogeneo, isotropo e infinitamente esteso. Nell'attraversare la superficie di interfaccia tra due strati di differenti proprietà meccaniche o in corrispondenza della superficie di frontiera, si verificano i seguenti fenomeni: generazione di onde di volume rifratte e riflesse con differenti direzioni di propagazione e che possono anche essere di natura diversa dall'onda incidente;

generazione di onde superficiali (onde R e L) in corrispondenza di superfici che non trasmettono onde di volume (superfici libere); modificazione dell'ampiezza del moto in relazione al rapporto di impedenza sismica, cioè al rapporto dei prodotti $\rho \cdot V$ (impedenza sismica) dei mezzi a contatto.

3.6.1 Generazione di onde di volume rifratte e riflesse

Quando un'onda sismica (onda incidente) raggiunge la superficie di separazione tra due mezzi isotropi con differenti caratteristiche meccaniche solo una parte dell'energia si trasmette nello stesso mezzo in cui si propaga l'onda incidente (onda riflessa), l'altra parte si rifrange (onda rifratta) sotto forma di onde aventi natura e direzione di propagazione diversa da quella dell'onda incidente.

Prendendo in considerazione la Figura 3.10, ogni onda di volume P o di taglio SV genera nel punto d'incidenza due onde riflesse, una longitudinale P_1 e l'altra trasversale SV_1 e due onde rifratte, una longitudinale P_2 e l'altra trasversale SV_2 , mentre ogni onda SH genera un'onda SH rifratta e una riflessa.

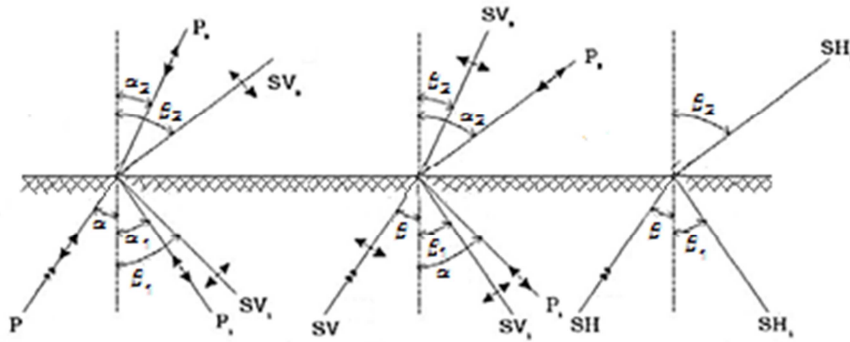


Figura 3.10 – Rifrazione e riflessione delle onde P ed S all'interfaccia tra due strati di materiali con differenti caratteristiche meccaniche

Considerando l'incidenza delle onde P si può scrivere la relazione (3.38) nel caso della riflessione e la relazione (3.39) per la rifrazione:

$$\frac{\sin \alpha}{V_{P1}} = \frac{\sin \beta_1}{V_{S1}}; \alpha = \alpha_1 \quad (3.38)$$

$$\frac{\sin \alpha}{V_{P1}} = \frac{\sin \alpha_2}{V_{P2}} = \frac{\sin \beta_2}{V_{S2}} \quad (3.39)$$

dove: α è l'angolo di incidenza dell'onda P , α_1 e α_2 sono rispettivamente gli angoli di riflessione e di rifrazione delle onde P generate e β_1 e β_2 sono gli angoli di riflessione e rifrazione delle onde S generate.

È possibile introdurre per ciascuno dei due mezzi considerati un parametro che ne sintetizza le proprietà fisiche e meccaniche, noto come impedenza sismica Z , definita come il prodotto tra

la densità del mezzo ρ e la corrispondente velocità di propagazione dell'onda considerata V_x ($x = P$ o S):

$$Z_x = \rho \cdot V_x \quad (3.40)$$

indicando con Z_{x1} e Z_{x2} le impedenze dei due mezzi attraversati si può ricavare il rapporto di impedenza:

$$I_{x(1,2)} = \frac{Z_{x2}}{Z_{x1}} = \frac{\rho_2 \cdot V_{x2}}{\rho_1 \cdot V_{x1}} \quad (3.41)$$

ipotizzando $Z_{x1} < Z_{x2}$ si possono ricavare le frazioni di onda riflessa (coefficiente di riflessione R) e di onda rifratta (coefficiente di rifrazione T) in funzione del rapporto di impedenza:

$$R = \frac{Z_{x2} - Z_{x1}}{Z_{x2} + Z_{x1}} = \frac{I_{x(1,2)} - 1}{I_{x(1,2)} + 1} \quad (3.42)$$

$$T = \frac{2 \cdot Z_{x1}}{Z_{x2} + Z_{x1}} = \frac{2}{I_{x(1,2)} + 1} \quad (3.43)$$

Moltiplicando questi coefficienti per l'ampiezza dell'onda incidente, si ricavano le ampiezze delle onde riflesse e rifratte. Si osserva che all'aumentare del rapporto di impedenza aumenta il potere riflettente dell'interfaccia e diminuisce quello rifrangente. Quando il rapporto di impedenza diminuisce si riduce il potere riflettente dell'interfaccia dei mezzi a contatto, questo avviene generalmente all'aumentare della profondità che si accompagna da un aumento della densità dei materiali e della velocità di propagazione delle onde sismiche.

3.6.2 Generazione di onde di superficie (onde di Rayleigh e Love)

Le onde R si generano all'impatto delle onde di volume (P e SV) con la superficie libera, ma possono generarsi anche dall'impatto di altre onde di superficie in corrispondenza di discontinuità, come nel caso di confini verticali o inclinati tra materiali di diverse proprietà elastiche. Le onde L sono invece generate da onde SH che colpiscono l'interfaccia dei mezzi a contatto e si propagano nella direzione dell'onda incidente.

3.6.3 Modificazione dell'ampiezza del moto

Il moto sismico subisce significative modificazioni nella direzione di propagazione, nella natura delle onde trasmesse, nell'ampiezza e in maniera inversamente proporzionale all'impedenza sismica dei mezzi a contatto (direttamente proporzionale al rapporto di impedenza). Nei mezzi continui stratificati, generalmente l'ampiezza del moto subisce un'attenuazione all'aumentare della distanza dalla sorgente a causa della dissipazione di energia dovuta ai fenomeni di riflessione e rifrazione multipli che si verificano in prossimità delle superfici di discontinuità, queste attenuazioni risultano maggiori rispetto quelle riscontrabili in un mezzo continuo omogeneo.

3.7 Propagazione delle onde sismiche nei terreni reali

Il comportamento sismico dei mezzi reali e in particolare nei terreni superficiali è molto diverso da quello dei mezzi elastici, si hanno dispersioni dovute a riflessioni e rifrazioni delle onde sismiche, deviazioni della direzione di propagazione dovute alla stratigrafia del terreno, e effetti dissipativi dovuti allo smorzamento interno, che modificano il moto delle onde sismiche in relazione soprattutto al contenuto in frequenza.

Pensando ad un caso riconducibile ad un terremoto, quale quello di sorgente interna al terreno, in generale allontanandosi dalla sorgente si ha:

- una modificazione nella direzione di propagazione delle onde, dovuta a fenomeni di riflessione e rifrazione che producono un raddrizzamento delle traiettorie in prossimità della superficie libera, dove le onde incidenti possono considerarsi praticamente verticali e il moto orizzontale;
- l'alterazione dell'ampiezza delle onde sismiche che tende ad attenuarsi per effetti geometrici, rappresentati dall'allargamento del fronte d'onda a causa di effetti dissipativi dovuti allo smorzamento interno e per fenomeni di riflessione e rifrazione legati all'eterogeneità dei terreni attraversati.

A questi fenomeni si aggiungono risonanze o focalizzazioni delle onde sismiche che localmente possono innescare fenomeni di esaltazione delle onde e delle vibrazioni, anche a notevole distanza dalla sorgente.

Valutare gli scenari possibili associati alla propagazione delle onde sismiche risulta complicato, si deve tenere conto della topografia, della morfologia e delle proprietà geotecniche dei terreni attraversati. Per agevolare i problemi ingegneristici si ricorre spesso a semplificazioni e a schematizzazioni anche drastiche dei fenomeni fisici, si adottano approcci numerici o sperimentali attraverso la registrazione delle vibrazioni alle distanze di interesse in funzione del problema da esaminare.

Capitolo IV

Effetti della ciclicità dei carichi dinamici e comportamento dei terreni

4.1 Introduzione

I maggiori danni all'ambiente costruito ed al territorio, indotti dai terremoti, sono legati alla propagazione di onde di taglio. In virtù della legge di Snell è ragionevole ritenere che queste onde, generate all'ipocentro, arrivino in superficie prevalentemente come onde SH e che gli sforzi di taglio indotti da queste onde si sommino alle tensioni pre-esistenti (tensioni geostatiche e/o tensioni geostatiche e indotte dal costruito). Nel caso più semplice, pertanto è necessario definire il legame sforzi-deformazioni a taglio.

L'analisi di risposta sismica di un terreno in termini deformativi in funzione delle sollecitazioni applicate richiede l'esecuzione di prove di laboratorio, nelle quali è possibile osservare il comportamento del terreno in condizioni analoghe a quelle che si sarebbero avute in sito in presenza di sollecitazioni di taglio ciclico.

4.2 Effetti della ciclicità dei carichi e velocità di applicazione

I terreni reali sono caratterizzati da grani di diverse forme e dimensioni, diversi legami tra le particelle, diverse composizioni mineralogiche e si diversificano per molti altri aspetti. Pur tenendo presenti tutte queste diversità, è comunque possibile valutare gli effetti della ciclicità dei carichi suddividendo i terreni in due categorie: terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) e terreni a grana fine (limi e argille).

Nei terreni a grana grossa allo stato sciolto, soggetti ad uno sforzo tagliente tale da vincere la resistenza dovuta all'attrito tra i grani, le particelle tendono a spostarsi raggiungendo una nuova configurazione di equilibrio che comporta una riduzione del volume. Se l'azione tagliente è modesta il comportamento del terreno risulta elastico, e nella fase di inversione dell'azione indotta, pur non ritornando nella stessa configurazione iniziale, tende a ripristinare la posizione delle particelle che avevano ruotato l'una sull'altra intorno al punto di contatto, se l'azione tagliente è elevata, la riduzione di volume generata dal compattamento è maggiore ed anche nella fase di inversione dell'azione indotta si assiste ad una diminuzione dei vuoti, che porta il terreno a compattarsi ulteriormente.

Considerando un terreno sempre a grana grossa, ma addensato e applicando come in precedenza uno sforzo tagliente tale da vincere l'attrito tra i grani, si assiste ad un iniziale aumento del volume, dovuto al fatto che le particelle del terreno essendo state compattate non

hanno la stessa libertà di movimento precedente, in questo caso dovranno necessariamente ruotare le une sulle altre in modo che una possa scavalcare l'altra, generando dei vuoti che vengono riempiti dalle particelle più piccole. Nella fase di inversione dell'azione indotta, il terreno tenderà a ricompattarsi assumendo una posizione più stabile rispetto a quella iniziale, quindi con un migliore addensamento.

Si può dire che per un terreno a grana grossa l'applicazione di un'azione tagliente ciclica comporta sempre un addensamento che avviene più velocemente per un terreno sciolto che per uno addensato, essendo nel secondo caso sempre maggiori gli sforzi richiesti per vincere le resistenze dovute all'attrito tra i grani.

I terreni a grana fine si comportano allo stesso modo, le argille soffici soggette a carichi ciclici subiranno una modificazione della struttura interna, portando nella fase iniziale ad un aumento del volume ed a una successiva riduzione nella fase di inversione, che produrrà un modesto compattamento rispetto alla configurazione iniziale. Le argille più consistenti come accadeva in precedenza per i terreni a grana grossa addensati, avranno bisogno di azioni taglienti di intensità maggiori rispetto quelle applicate alle argille soffici per modificare la loro struttura interna, ma una volta raggiunta produrrà alla fine del ciclo di carico una riduzione del volume, anche se con tempi più lunghi rispetto ai casi precedenti. Questo progressivo incremento delle deformazioni volumetriche permanenti è quindi funzione del tempo di applicazione del carico e produce cambiamenti della rigidità e delle capacità dissipative del terreno, aspetti questi che come si vedrà in seguito sono molto importanti per valutare la risposta sismica del terreno.

Si può quindi riassumere il tutto evidenziando i fattori che influenzano la modificazione della struttura interna dei terreni: l'ampiezza dello sforzo di taglio; lo stato iniziale di addensamento e consistenza del terreno; la granulometria del terreno ed il numero di cicli applicati.

Fino ad ora non si è tenuto conto della possibile presenza dell'acqua, nel caso di un terreno saturo l'applicazione veloce dei carichi produce, almeno nella fase iniziale, condizioni non drenate che generano una modificazione delle pressioni interstiziali e quindi delle tensioni efficaci, che vanno ad incidere sulla rigidità e sulla resistenza a taglio del terreno, quindi oltre agli effetti dovuti alla ciclicità, se necessario, si deve tenere conto anche degli effetti dovuti alla velocità di applicazione dei carichi.

Nel corso degli anni la comprensione dell'effetto della velocità di applicazione dei carichi è avvenuta grazie allo studio di risultati ottenuti da prove di laboratorio, per capire questi effetti si pensi ai risultati ottenuti con una prova di taglio semplice in condizioni di carico dinamico monotonicamente crescente. Si mostra attraverso la Figura 4.1 il grafico che si ottiene mettendo in relazione gli sforzi di taglio τ con le relative deformazioni γ , all'aumentare dello sforzo T , questa curva prende il nome di curva dorsale:

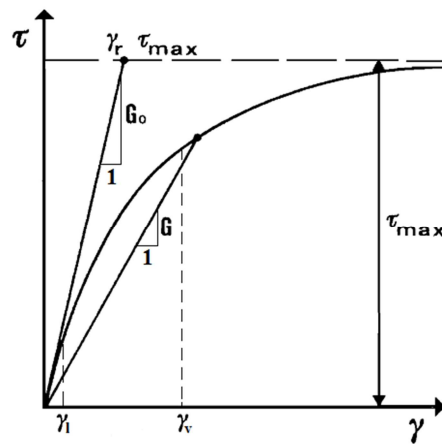


Figura 4.1 – Relazione iperbolica sforzi-deformazioni (da Garrubba & Maugeri, 1988, modificata)

La curva è assimilabile ad un'iperbole ed è caratterizzata da tre tratti, uno iniziale rettilineo, un secondo che volge la concavità verso l'asse delle ascisse e un terzo tratto che ammette un asintoto orizzontale. Si possono anche visualizzare tre domini di comportamento separati da due soglie dette:

- soglia elastica lineare γ_l , che corrisponde al limite di elasticità lineare;
- soglia volumetrica γ_v , che corrisponde all'inizio dell'incremento delle pressioni interstiziali ed al loro accumulo;

per deformazioni di taglio inferiori a γ_l il comportamento del terreno è del tipo elastico lineare, per deformazioni di taglio comprese tra γ_l e γ_v il comportamento è elastico non lineare, e infine per deformazioni superiori a γ_v il comportamento è del tipo non lineare.

I parametri che definiscono la curva sono:

- il modulo di taglio iniziale G_{max} o G_0 , che rappresenta il valore massimo del modulo di taglio, (minimo livello deformativo misurabile), rappresentato dalla pendenza del tratto iniziale della curva dorsale;
- il modulo secante G , la cui funzione evolve con l'ampiezza della deformazione di taglio γ , ed indica il decadimento progressivo della rigidezza del terreno al crescere della deformazione di taglio;
- la resistenza τ_{max} , che indica la resistenza che si raggiunge asintoticamente per valori elevati della deformazione di taglio;
- la deformazione di riferimento $\gamma_r = \tau_{max}/G_0$, che indica la deformazione che si avrebbe a rottura per un comportamento elastico lineare del terreno.

Si ricorda che la relazione che lega lo sforzo di taglio τ , il modulo di taglio G e la deformazione di taglio γ è:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad (4.1)$$

Gli studi effettuati negli anni, hanno dimostrato che la curva dorsale ottenuta in condizioni dinamiche monotoniche assume valori più alti di quelli ottenuti applicando la forza tagliente T in condizioni statiche, lo sforzo di taglio a rottura risulta quindi più elevato in condizioni dinamiche rispetto a quelle statiche.

Dalle prove sperimentali si è inoltre potuto osservare che l'effetto della velocità risulta più significativo nei terreni a grana fine (argille) rispetto quelli a grana grossa (sabbie). Gli studi di Isenhower & Stoke (1981), indicarono che le curve di decadimento di G tendevano a spostarsi verso livelli deformativi più bassi al crescere della velocità di deformazione, Lemos & Coelho (1991) mostrarono che i terreni a grana fine risultavano maggiormente sensibili all'effetto della velocità di applicazione dei carichi all'aumentare della loro plasticità.

4.2.1 Comportamento del terreno in presenza di carichi dinamici e ciclici

Per descrivere il comportamento di un terreno soggetto a carichi dinamici e ciclici si deve fare riferimento ai risultati ottenuti da prove di taglio semplice ciclico, applicando al provino una forza di taglio orizzontale variabile nel tempo con legge armonica.

Se si applica uno sforzo di taglio di modesta ampiezza, all'aumentare del numero di cicli si osservano piccole deformazioni che oscillano intorno allo zero, rappresentando i cicli di carico su di un piano τ, γ questi risultano sovrapposti e vanno a rappresentare una linea retta. Aumentando l'ampiezza dello sforzo di taglio le curve di carico, scarico e ricarico non coincidono e i cicli vengono rappresentati da ellissi aventi un'area non nulla. In questo caso si ha un comportamento dissipativo e la dissipazione aumenta all'aumentare dell'ampiezza dello sforzo di taglio. L'ampiezza massima della deformazione γ aumenta all'aumentare del numero di cicli, per poi stabilizzarsi su di un valore ben definito al proseguire della sequenza di carico. Aumentando ancora l'ampiezza degli sforzi di taglio, sia le deformazioni che le pressioni interstiziali tendono ad aumentare. Incrementando il numero di cicli nella rappresentazione grafica l'area racchiusa diventa sempre maggiore e la retta che unisce i picchi del ciclo di isteresi risulta sempre più inclinata.

La Figura 4.2 mostra i domini di comportamento del terreno in riferimento a prove di laboratorio eseguite su provini consolidati isotropicamente e sottoposti a sforzi di taglio di differenti ampiezza in prove non drenate.

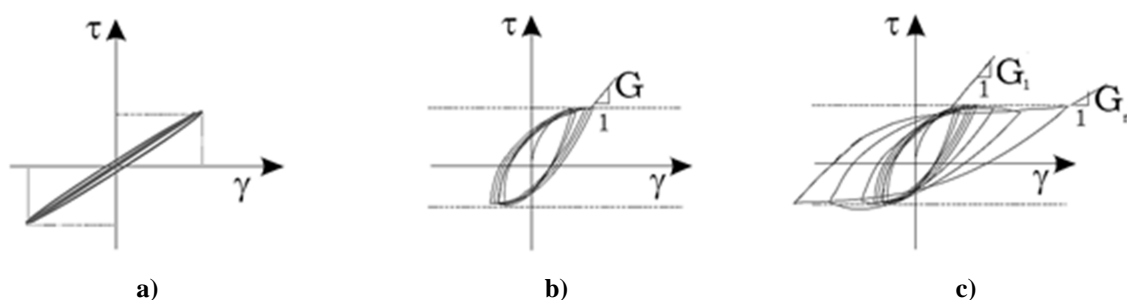


Figura 4.2 – Domini di comportamento del terreno in riferimento ai risultati ottenuti da provini consolidati isotropicamente e sottoposti a sforzi di taglio di differenti ampiezza in prove non drenate, dominio elastico lineare a), dominio isteretico stabile b), dominio isteretico instabile c)

Analizzando la Figure 4.2 a),b) e c) possono essere individuati tre domini di comportamento.

- *Dominio elastico lineare*: in questo caso $\gamma < \gamma_l$ le deformazioni sono di tipo elastico, l'andamento ciclico è lineare ed il comportamento del terreno è reversibile. Il modulo di taglio tangente G è costante al variare di γ e le dissipazioni sono pressoché nulle. Il comportamento del terreno può essere descritto dal modulo di taglio tangente iniziale G_0 e dal rapporto di smorzamento iniziale D_0 .
- *Dominio isteretico stabile*: $\gamma_l < \gamma < \gamma_v$, il legame sforzo deformazione è elastico-non lineare, il modulo di taglio tangenziale G varia con γ e la dissipazione non è nulla. I cicli avendo la stessa forma si sovrappongono, l'ampiezza della deformazione tende ad aumentare fino al raggiungimento di un valore limite oltre il quale si stabilizza, infine le pressioni interstiziali sono nulle. Il comportamento del terreno viene rappresentato dal modulo di taglio G e dal rapporto di smorzamento D definito come segue:

$$D = \frac{W_D}{4 \cdot \pi \cdot W_S} \quad (4.2)$$

dove: W_D è l'area del ciclo di isteresi e W_S è l'energia elastica immagazzinata in OA come mostrato in Figura 4.3:

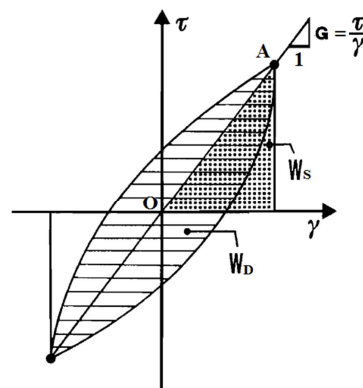


Figura 4.3 – Definizione del rapporto di smorzamento (da Garrubba & Maugeri, 1988, modificata)

- *Dominio isteretico instabile*: $\gamma > \gamma_v$, superata la soglia di deformazione volumetrica, il comportamento del terreno risulta non lineare e le deformazioni oltre ad essere irreversibili aumentano all'aumentare cicli di carico. Il comportamento del terreno viene caratterizzato dai parametri G e D che rispetto ai casi precedenti ora variano anche in funzione del numero di cicli, oltre che in base al livello deformativo. Nei terreni saturi l'accumulo delle deformazioni e delle pressioni interstiziali può anche far giungere il terreno alla rottura.

Nei casi reali la risposta deformativa di un terreno è strettamente legata alla grana dei suoi materiali, il comportamento dei terreni a grana grossa dipende dalle modificazioni dello scheletro solido e dal principio delle pressioni efficaci, ai quali si aggiunge la dipendenza dalla natura dei legami interparticellari se si considerano i terreni a grana fine. Queste differenze assumono un ruolo fondamentale nella definizione dei meccanismi che portano al collasso dei terreni, che oltre ad essere legati al tipo di grana sono anche funzione del loro stato fisico iniziale.

Si osserva infine che quando i carichi applicati sono ciclici, sussiste una relazione tra la frequenza f , l'ampiezza della deformazione a taglio ciclica γ e la velocità di deformazione di taglio $\dot{\gamma}$:

$$\dot{\gamma} = 4 \cdot f \cdot \gamma = \frac{\gamma}{T} \quad (4.3)$$

dalla relazione si nota che all'aumentare della frequenza aumenta la velocità di deformazione. Nelle prove di laboratorio i valori di frequenza variano tra 0,01 e 1Hz, mentre nella realtà in caso di terremoto i valori sono compresi tra 1 e 10Hz.

4.2.2 Soglie di deformazione lineare e volumetrica

Le soglie di deformazione sono state misurate negli anni tramite prove di laboratorio.

La soglia lineare viene determinata attraverso la curva G/G_0 assumendo come valore di γ_l quello della deformazione corrispondente ad un valore di $G/G_0 = 95\%$.

La soglia volumetrica viene determinata assumendo come valore di γ_v , quello della deformazione corrispondente ad un prefissato rapporto delle pressioni interstiziali in eccesso normalizzato con la pressione di confinamento, assunto pari a: $\Delta u/\sigma'_0 = 1\%$. Le sperimentazioni hanno permesso di evidenziare che al raggiungimento di γ_v il decadimento della rigidezza G/G_0 risulta compreso tra i valori di 60% e 85% e che il valore della soglia lineare differisce da quello della soglia volumetrica di circa un ordine (al massimo due) di grandezza, secondo Vucetic (1994), $\gamma_v/\gamma_l \cong 30$. Si possono definire i valori tipici delle soglie di deformazione come: $\gamma_l \cong 10^{-3} \div 10^{-2}\%$; $\gamma_v \cong 10^{-2} \div 10^{-1}\%$. Si è anche osservato che i valori delle soglie sono più elevati nelle argille che nelle sabbie, nel caso della soglia volumetrica per esempio, nelle sabbie $\gamma_v \cong 0,01\%$, nelle argille γ_v varia tra 0,04 e 0,1%.

I fattori che influenzano le due soglie dipendono dal tipo di terreno, per i terreni incoerenti (grana grossa) sono: l'indice dei vuoti, le tensioni geostatiche, la composizione granulometrica; per terreni coesivi (grana fine) sono: l'indice di plasticità, il grado di sovraconsolidazione, la velocità di deformazione, l'invecchiamento e la cementazione, mentre sempre in quest'ultimo caso la pressione di confinamento gioca un ruolo poco importante.

Infine esaminando la deformazione di riferimento γ_r , è stato osservato (Ishihara 1996), che quando i carichi dinamici o ciclici producono deformazioni superiori a tale valore il terreno ha già subito una modificazione e degradazione delle sue proprietà, a causa dell'accumulo delle deformazioni volumetriche e delle sovrappressioni interstiziali.

4.3 Comportamento del terreno per vari livelli deformativi

Il numero di fattori che possono influenzare la risposta di un terreno reale soggetto a carichi dinamici e ciclici varia a seconda del caso da analizzare, tra tutti per rendere un'idea della complessità che si deve affrontare nell'intraprendere questi studi si possono citare l'eterogeneità stratigrafica, la variabilità intrinseca dei terreni, la loro storia di carico antica e

recente, l'irregolarità e la multidirezionalità dei carichi sismici, la presenza di carichi di superficie e le condizioni di drenaggio. Appare evidente che se si vuole eseguire un'analisi accurata si ha la necessità di conoscere un numero elevato di dati, che vanno a determinare la complessità del problema. A questo va aggiunto che si devono scegliere leggi costitutive più complesse di quelle adottate per carichi dinamici e ciclici ben identificati, in cui si può assumere che il terreno permanga in un dominio elastico non lineare.

Sfruttando la forte dipendenza che sussiste tra il comportamento dinamico del terreno e l'ampiezza della deformazione di taglio, i problemi di dinamica dei terreni sono stati suddivisi in tre grandi categorie, in modo da far fronte alle complessità, in funzione dell'entità dei livelli deformativi raggiungibili in varie condizioni di carico, valutati in funzione della soglia lineare e volumetrica. Questa semplificazione ha permesso di definire le seguenti categorie di problemi:

- *problemi per bassi livelli deformativi*: in questo caso i livelli deformativi massimi raggiungibili sono molto bassi ($\gamma \leq 10^{-3}\%$), il comportamento del terreno ricade nel dominio elastico;
- *problemi per medi livelli deformativi*: in questo caso i livelli deformativi massimi hanno valori inferiori alla soglia volumetrica ($\gamma \leq \gamma_v \cong 10^{-1}\%$), il comportamento del terreno rientra nel dominio isteretico stabile;
- *problemi per elevati livelli deformativi*: in questo caso i livelli deformativi sono molto elevati ($\gamma > 10^{-1}\%$), il terreno può raggiungere una condizione prossima al collasso o la rottura durante o dopo l'applicazione dei carichi ciclici, il comportamento del terreno ricade nel dominio isteretico instabile.

Soffermandosi sui problemi sismici, nel secondo gruppo ricadono alcuni problemi legati ai terremoti (problemi di risposta sismica locale). Si tratta di casi in cui pur essendo in presenza di eventi sismici di elevata intensità, in cui le onde propagandosi generano fenomeni di esaltazione del moto sismico, non si verificano danni tali da produrre un collasso o grandi deformazioni. Il comportamento del terreno è quindi assimilabile a quello elastico non lineare e rimane nel campo isteretico stabile. I modelli di riferimento sono modelli elastici lineari equivalenti e modelli elastici non lineari, occorre conoscere G_0 e D_0 , ma anche le loro rispettive leggi di variazione con la deformazione di taglio γ , cioè $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

Se si è in presenza di terremoti distruttivi, all'aumentare del numero di cicli le deformazioni irreversibili prodotte sono di ampiezza tale da portare il terreno al collasso, rientrando nel dominio isteretico instabile. I modelli di riferimento sono non lineari e devono tenere conto dell'accoppiamento tra le fasi e tra le deformazioni distorsionali e quelle volumetriche. Questo comporta inoltre che nel caso di terreni saturi l'analisi va condotta in termini di pressioni efficaci. In questa condizione si devono conoscere oltre ai parametri precedenti le leggi di variazione di G e D e la legge di variazione delle pressioni interstiziali, in funzione del numero di cicli N , cioè $G(\gamma, N)$ e $D(\gamma, N)$ e $u(N)$, infine dove vi siano problemi di instabilità del terreno è necessario conoscere il comportamento a rottura attraverso la legge di degradazione della resistenza ciclica $\tau_{cyc} = \tau_{cyc}(N)$.

Si può concludere che per quei problemi in cui si ricade in zone sismiche ad elevato rischio e cioè dove si possono attendere terremoti distruttivi, per un'analisi sforzi-deformazioni della risposta sismica è bene avere una conoscenza completa del comportamento del terreno in tutti e tre i domini e a rottura, in quanto in linea teorica il terreno può attraversare tutti e tre i domini di comportamento, fino a raggiungere il collasso.

4.3.1 Comportamento del terreno a bassi livelli deformativi

A bassi livelli deformativi i terreni reali esibiscono un comportamento dissipativo dovuto alla viscosità dello scheletro solido e del fluido interstiziale. Nel piano τ, γ , visibile in Figura 4.4, sono rappresentati i cicli di carico attraverso un ciclo che racchiude un'area non nulla di modesta entità, che rappresenta la dissipazione di energia.

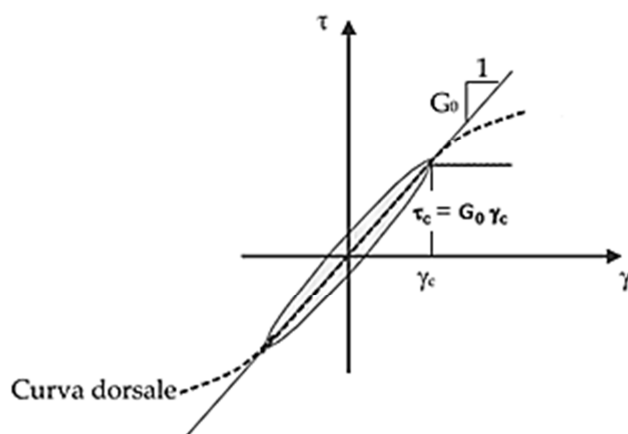


Figura 4.4 – Relazione sforzi deformazioni in un ciclo di carico, scarico e ricarico nel campo delle piccole deformazioni

All'aumentare del numero dei cicli N e della deformazione di taglio γ (purché $\gamma < \gamma_l$), la risposta del terreno non cambia, quindi sia la rigidezza G , che il rapporto di smorzamento D vengono assunti pari ai valori iniziali G_0 e D_0 .

Senza entrare nel dettaglio di come vengono ricavati questi parametri, si fa presente che il modulo di taglio iniziale G_0 può essere ricavato sia da misure dirette che indirette, nel primo caso può essere misurato sia in sito sia in laboratorio tramite strumentazioni capaci di rilevare livelli deformativi estremamente bassi (inferiori a 10^{-5} %). Le misure in sito sono più rappresentative delle condizioni reali del terreno e consentono di avere un numero più elevato di misure con la profondità, le prove di laboratorio offrono invece la possibilità di controllare meglio le condizioni al contorno e di esplorare aspetti del comportamento del terreno in condizioni che non sarebbe possibile esaminare in sito.

In un mezzo elastico omogeneo, isotropo, G_0 è legato alla velocità di propagazione delle onde S nel terreno (V_S), e alla densità del materiale ρ , dalla relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2 \quad (4.4)$$

In sito G_0 si ricava dalla V_S , generando artificialmente onde sismiche tramite prove down-hole, cross-hole, ecc., in laboratorio si ricava direttamente mediante prove di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico o dalla V_S in caso di prove bender elements. Generalmente i valori ottenuti in laboratorio risultano più bassi di quelli in sito, valutando un rapporto $G_{0(sito)}/G_{0(lab)} = 1.5 \div 2.5$.

Le misure dirette risultano delicate e costose, si ricorre quindi anche se sconsigliabile all'uso di correlazioni empiriche attraverso parametri appresi da prove geotecniche di tipo corrente. In sito V_S è correlato a grandezze rappresentative dello stato del terreno facilmente misurabili mediante prove di tipo convenzionale (tensione geostatica verticale σ'_v , pressione di confinamento σ'_0 , profondità z , numero di colpi N_{SPT} (prova SPT), resistenza alla punta q_c , ecc.); in laboratorio G_0 o V_S è correlato a parametri ottenuti da prove di laboratorio, quali le proprietà meccaniche in campo statico (indice dei vuoti e , pressione di confinamento σ'_0 , densità relativa D_R , ecc.). Alle stime indirette vanno associate misure dirette, per calibrare le correlazioni esistenti o ricavarne delle nuove.

Il modulo di taglio G_0 è influenzato da alcuni fattori che cambiano a seconda che si tratti di un terreno a grana grossa o di un terreno a grana fine. Per i terreni a grana grossa dipende da: stato di addensamento iniziale (indice dei vuoti e , o densità relativa D_R); pressione di confinamento σ'_0 ; distribuzione granulometrica; struttura dello scheletro solido; forma e scabrezza dei grani; età geologica; grado di cementazione. Nel caso di terreni a grana fine dipende invece da: pressione di confinamento σ'_0 ; indice dei vuoti e ; indice di plasticità IP ; grado di sovraconsolidazione OCR ; velocità di deformazione $\dot{\gamma}$ (o frequenza di applicazione dei carichi f); età geologica (tempo di consolidazione); storia di carico (prestraining).

Per quanto riguarda il rapporto di smorzamento iniziale D_0 , le proprietà smorzanti del terreno giocano un ruolo fondamentale nei problemi di dinamica, quando la frequenza del carico ciclico è prossima a una delle frequenze proprie del deposito, l'amplificazione in superficie aumenta al diminuire del rapporto di smorzamento D . La misura viene eseguita in laboratorio utilizzando le stesse apparecchiature utilizzate per la misura di G_0 , seguendo procedure standardizzate.

A bassi livelli deformativi gli effetti dissipativi nei terreni a grana grossa sono modesti ($D \leq 1\%$), e i fattori che lo influenzano sono: stato di addensamento iniziale (indice dei vuoti e , o densità relativa D_R); pressione di confinamento σ'_0 ; età geologica e cementazione.

In particolare le sabbie hanno valori di D_0 leggermente più alti delle ghiaie e la presenza di materiale fine (limo argilloso) può incrementare il suo valore anche fino al 2%, il valore di D_0 si riduce all'aumentare di σ'_0 , dell'età geologica e del grado di cementazione e infine D_0 è praticamente indipendente dalla velocità di carico.

I principali fattori che influenzano D_0 nel caso di terreni a grana fine sono: indice di plasticità IP ; velocità di deformazione $\dot{\gamma}$ (o frequenza di applicazione dei carichi f); pressione di confinamento σ'_0 ; indice dei vuoti e ; età geologica. L'indice di plasticità è considerato in

generare il fattore più influente, mentre sono ininfluenti il grado di sovraconsolidazione OCR e la storia di carico.

Si può concludere dicendo che per bassi livelli deformativi, il comportamento dei terreni a grana fine ed a grana grossa, pur esistendo delle differenze comportamentali tra i due, può essere interpretato attraverso modelli elastici. Per i terreni a grana grossa il modello è del tipo lineare elastico, per terreni a grana fine sarebbe bene usare modelli lineari viscoelastici, queste differenze sono dovute alla diversa natura dei legami interparticellari caratterizzanti i due terreni.

4.3.2 Comportamento del terreno a medi livelli deformativi

A medi livelli deformativi il comportamento dei terreni in condizioni di carico dinamico ciclico è del tipo visco-elastico non lineare (deformazioni plastiche trascurabili). Al crescere di γ l'inclinazione della retta congiungente gli estremi del ciclo G_{eq} diminuisce e l'area D racchiusa dal ciclo aumenta per poi stabilizzarsi dopo pochi cicli di carico, da qui in poi i cicli di carico, scarico, ricarico tendono a sovrapporsi e il terreno non perviene a rottura. La Figura 4.5 mostra come all'aumentare della pendenza della retta congiungente gli estremi del ciclo ($G_1 > G_2$), il rapporto di smorzamento diminuisce ($D_1 < D_2$).

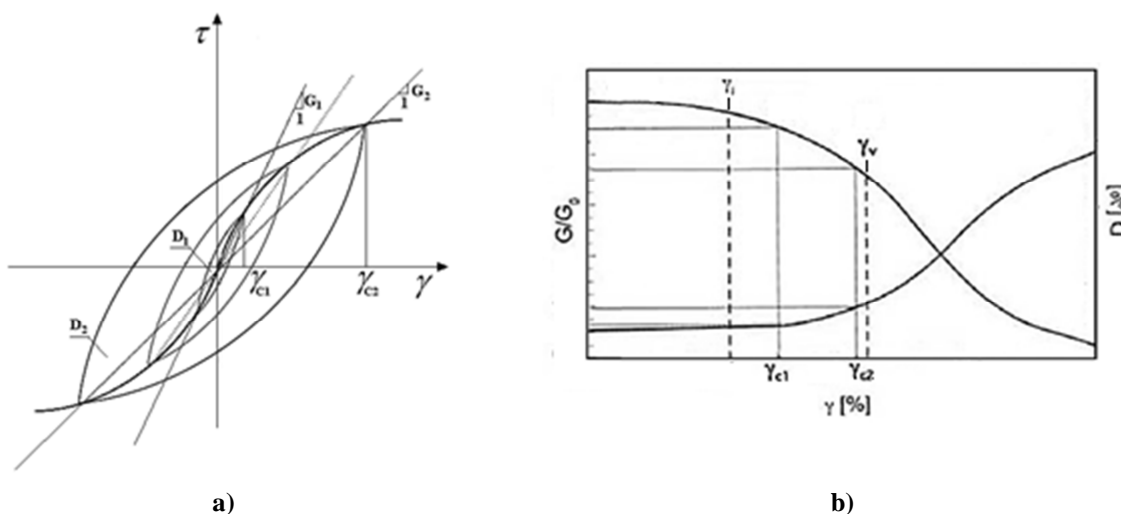


Figura 4.5 – Evoluzione del modulo di taglio G e del rapporto di impedenza D all'aumentare delle deformazione di taglio massima γ_c

Il comportamento del terreno nel campo delle medie deformazioni è di tipo dissipativo, ma isteretico stabile, e non è influenzato dalla precedente storia di carico. In condizioni non drenate si può analizzare in termini di tensioni totali, in quanto non si ha accumulo di sovrappressioni interstiziali. Il legame sforzo-deformazione in questo caso può essere rappresentato con modelli lineari equivalenti o con modelli non lineari. Nei modelli lineari equivalenti i parametri che descrivono il comportamento del terreno sono il modulo secante G e lo smorzamento D . Si tratta di modelli più semplici da applicare e quindi risultano molto usati per le analisi della risposta sismica locale. Per tenere conto della dipendenza delle

proprietà del terreno con la deformazione di taglio la loro soluzione passa attraverso procedimenti iterativi.

I modelli non lineari sono certamente più complessi, richiedono infatti un numero di parametri più elevato rispetto ai precedenti, inoltre i valori di G e D sono strettamente dipendenti dal livello deformativo, quindi è necessario conoscere le leggi di variazione di tali parametri con l'ampiezza della deformazione di taglio, cioè $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

La legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 , che prende il nome di curva di decadimento, e la legge di variazione del rapporto di smorzamento D , chiamata curva di smorzamento, con l'ampiezza della deformazione γ , dipendono innanzitutto dalla natura e dalla composizione del terreno e sono differenti a seconda che identifichino terreni a grana grossa o fine. Nei terreni a grana grossa le variazioni di rigidità e smorzamento con la deformazione di taglio sono generalmente dovute ai legami frizionali nei contatti intergranulari, mentre nei terreni a grana fine la rigidità e lo smorzamento sono influenzati soprattutto dai legami interparticellari e quindi dalla plasticità e dalla storia tensionale.

Queste leggi vengono ricavate in laboratorio attraverso prove di colonna risonate e con prove di taglio torsionale ciclico, nel corso degli anni sono stati numerosi gli studiosi che hanno esaminato queste leggi, per i terreni a grana grossa sono stati condotti dettagliati studi per determinare come la legge di decadimento del modulo secante normalizzato G/G_0 vari con il tipo di terreno ed al variare dei parametri che ne influenzano il comportamento dinamico e ciclico, quali: stato di addensamento iniziale, pressione di confinamento, struttura dello scheletro solido, forma e scabrezza dei grani, età geologica, grado di cementazione e invecchiamento. Si possono citare a riguardo gli studi di Seed & Idris (1970), Hardin & Drnevich (1972a), Iwasaki et al. (1978), Kokusho (1980), Dobry et al. (1982), Katayama et al. (1986), Hatanaka et al. (1988). Per i terreni a grana fine le prove eseguite sono state mirate a ricercare l'influenza dei seguenti parametri: indice di plasticità, pressione di confinamento, grado di sovraconsolidazione, età del deposito, tempo di consolidazione, velocità di formazione, storia di carico. A tal riguardo si possono citare gli studi di Seed & Idris (1970), Kovacs & Leo (1981), Hardin & Drnevich (1972a e b), Anderson & Richart (1976), Kokusho et al. (1982), Vucetic & Dobry (1991), Kim & Novak (1981), Crespellani et al. (2008).

La legge di variazione del rapporto di smorzamento D con l'ampiezza della deformazione di taglio γ , cioè $D(\gamma)$, viene generalmente ricavata attraverso prove di colonna risonate e di taglio torsionale ciclico. La determinazione di questa curva è strettamente legata alla legge di variazione $G(\gamma)/G_0$, come evidenziato dalla Figura 4.5b), infatti all'aumentare di D , si ha un conseguente decadimento di G . Nel corso degli anni molti autori hanno proposto delle relazioni empiriche che permettono di ricavare questa legge. Senza entrare nei dettagli, rimandando al Capitolo V, ci si limita a citarne alcune tra le più usate: Hardin & Drnevich (1972b), Yokota et al. (1981), Ishibashi & Zhang (1993), Rollins et al. (1998), Zhang et al. (2005).

Per i terreni a grana grossa gli studi eseguiti negli anni hanno mostrato che il rapporto di smorzamento cresce con la deformazione di taglio, che le fasce in cui ricadono tali curve per materiali sabbiosi sono in posizioni più elevate rispetto a quelle ricavate per le ghiaie (Imazu & Fukutake, 1986), che è poco sensibile al valore dell'indice dei vuoti, mediamente sensibile alla pressione di confinamento (Kokusho, 1980) e che è poco sensibile soprattutto per le sabbie al disturbo dei campioni (Katayama et Al., 1986; Hatanaka et Al., 1988). Le esperienze condotte in laboratorio hanno inoltre evidenziato che l'effetto della pressione di confinamento diminuisce se c'è una presenza di fini al crescere di I_p , e che lo smorzamento diminuisce all'aumentare del grado di cementazione e dell'invecchiamento.

I risultati di alcuni studi come quelli di Vucetic & Dobry (1991), hanno messo in evidenza come le curve $D(\gamma)$ per i terreni a grana fine risultano poco influenzate dal grado di sovracosolidazione e maggiormente influenzate dall'indice di plasticità. L'influenza della plasticità è stata osservata anche da Zhang et Al. (2005), il quale ha potuto constatare l'influenza di altri fattori come l'età geologica e le tecniche di misura.

4.3.3 Comportamento del terreno a elevati livelli deformativi

Il comportamento del terreno sottoposto a carichi dinamici e ciclici per elevati livelli deformativi è del tipo non lineare e devono essere considerati alcuni aspetti molto importanti quali, l'accoppiamento tra le fasi e tra le deformazioni volumetriche e distorsionali, la degradazione delle proprietà meccaniche e l'incremento delle capacità dissipative con l'aumentare dei cicli di carico e la diversificazione dei comportamenti dei materiali a grana grossa e a grana fine nell'avvicinarsi alla rottura.

L'evoluzione degli sforzi e delle deformazioni sono influenzati da una grande quantità di fattori che condizionano il comportamento del terreno che diventa sempre più dissipativo e instabile. La modalità in cui il terreno raggiunge la condizione di rottura è fortemente influenzata dalla sua resistenza e dalla sua natura frizionale o coesiva.

Quando un terreno è sottoposto a carichi dinamici e ciclici tali da far superare la soglia volumetrica, è soggetto a delle modificazioni irreversibili del suo scheletro solido. Facendo riferimento agli studi condotti in questo campo, si possono valutare le relazioni tra le fasi nel caso di terreni sabbiosi poco addensati in condizioni drenate e non. I risultati di prove drenate con apparecchio di taglio semplice ciclico in condizioni di sforzo controllato su sabbie poco addensate indicano che ad ogni ciclo di sforzo si ha un aumento delle deformazioni volumetriche, la cui entità finale è direttamente proporzionale alla densità relativa. L'accumulo di deformazioni volumetriche si accompagna ad una modificazione delle deformazioni di taglio producendo un progressivo incrudimento del materiale. Infine l'ampiezza massima delle deformazioni di taglio varia in funzione del numero di cicli, ma tende ad un valore limite.

I risultati di prove non drenate eseguite attraverso una prova triassiale ciclica in condizioni di sforzo controllato, sempre su sabbie poco addensate, indicano che ad ogni ciclo di sforzo si ha

un aumento delle pressioni interstiziali medie la cui entità è inversamente proporzionale alla densità relativa. All'aumentare delle deformazioni assiali si ha un conseguente rapido accumulo delle pressioni interstiziali e una degradazione del materiale.

Quando i livelli deformativi sono tali da superare la soglia volumetrica si innescano una serie di processi che producono una dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e delle variazioni di volume che aumentano in modo direttamente proporzionale all'incremento delle sovrappressioni dovute ai carichi ciclici. Nei terreni saturi in prove non drenate, il cambiamento del volume dello scheletro solido e la variazione delle pressioni interstiziali del fluido al crescere dei livelli deformativi, implica una progressiva diminuzione della rigidità e della resistenza ed un corrispondente aumento delle capacità dissipative ad ogni ciclo di carico. La Figura 4.6, mostra in riferimento ad una prova a deformazione controllata, l'evoluzione dei cicli di sforzo sul piano τ, γ . Si può notare la progressiva degradazione del modulo secante (la pendenza della retta $G_1 > G_n$), e l'incremento dello smorzamento (l'area $D_1 < D_n$), all'aumentare del numero dei cicli N .

In questa situazione la variazione dei parametri G e D non dipende solo dall'ampiezza delle deformazioni di taglio, ma anche dal numero di cicli N .

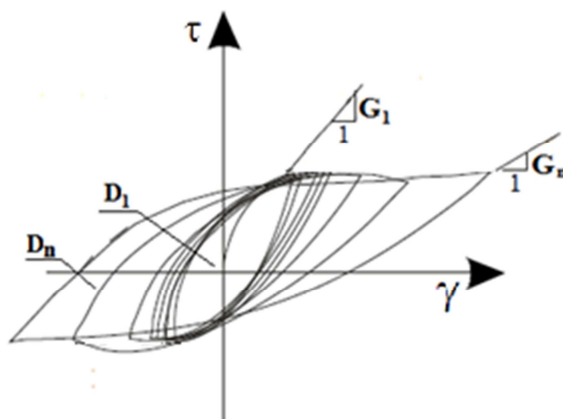


Figura 4.6 – Evoluzione del modulo di taglio G e del rapporto di smorzamento D all'aumentare del numero di cicli N nel campo delle grandi deformazioni

Valutando la degradazione del modulo G , secondo Hsu & Vuceic (2004) al raggiungimento della soglia volumetrica il decadimento di G è circa il 20-45% del suo valore iniziale G_0 .

L'esperienza indica due fenomeni principali ai quali attribuire la degradazione della rigidità: l'incremento delle pressioni interstiziali (rilevante nelle sabbie sciolte sature), e i fenomeni di fatica (rilevante nelle argille).

Le indagini hanno mostrato che la degradazione della rigidità viene accompagnata da una degradazione della resistenza e che all'aumentare dell'ampiezza diminuisce il numero di cicli necessario per giungere al collasso. Questo comporta che uno stesso terreno a parità di condizioni iniziali può giungere a rottura in tempi più o meno lunghi in relazione all'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico applicato. È inoltre stato osservato che esiste un valore limite dell'ampiezza dello sforzo di taglio al di sotto del quale, pur applicando un numero infinito di cicli di carico il terreno non raggiunge la condizione di collasso. Questo vuol dire che il

terreno lavora in campo elastico e che gli scorrimenti tra i grani sono reversibili, in questa situazione in condizioni non drenate non si ha un aumento delle pressioni interstiziali, mentre in condizioni drenate non si hanno variazioni di volume permanenti.

Si può concludere che per descrivere il comportamento del terreno a gradi deformazioni, non possono essere usati modelli lineari equivalenti e non può essere trattato in termini di pressioni totali, salvo alcune eccezioni ed introducendo alcune modifiche in modo da tenere conto della degradazione del materiale con il numero di cicli. I modelli risultano più complessi e nel caso di terreni saturi tengono conto dell'accoppiamento tra le fasi, delle deformazioni distorsionali e volumetriche, della degradazione ciclica della resistenza e della diminuzione della rigidità, dell'aumento delle capacità dissipative ad ogni ciclo di carico. A tutti questi aspetti se ne possono aggiungere altri quando ritenuti rilevanti per lo studio di un determinato problema.

4.4 Comportamento a rottura dei terreni a grana grossa

Il comportamento dei terreni a grana grossa è fortemente influenzato dalla dilatanza e dal principio delle tensioni efficaci, per il quale ad un incremento delle pressioni interstiziali, consegue una riduzione della resistenza, valutabile con la seguente relazione di Mohr-Coulomb:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' \quad (4.5)$$

dove: σ rappresenta la pressione totale normale al piano di rottura, u la pressione interstiziale è φ' è l'angolo di resistenza al taglio.

Le esperienze di laboratorio hanno permesso di individuare due differenti modi in cui i terreni a grana grossa giungono al collasso a seconda che si tratti di sabbie addensate o sciolte. La prima modalità osservabile nei terreni di tipo sciolto a comportamento contraente è la liquefazione. Questo fenomeno è dovuto all'applicazione rapida di sforzi di taglio la cui ampiezza comporta la nascita di pressioni interstiziali positive che possono annullare le pressioni efficaci anche in modo permanente, il terreno inizia quindi a comportarsi come un liquido viscoso.

La seconda che è invece osservabile nei terreni addensati con comportamento dilatante è la mobilità ciclica. L'incremento delle deformazioni di taglio all'aumentare delle azioni cicliche, avviene in modo regolare, fino al raggiungimento di livelli critici. Il terreno tende inizialmente a comprimersi per poi dilatarsi con l'aumento e l'accumulo delle pressioni interstiziali. Questo comportamento evidenzia una trasformazione di fase, che produce un recupero di resistenza ed un annullamento delle pressioni efficaci solo transitorio. Le deformazioni di taglio prodotte dai carichi ciclici aumentano fino a raggiungere valori critici che possono portare in estremo alla rottura.

Per entrambi i casi di collasso appare di notevole importanza conoscere il numero di cicli che portano alla rottura e questo numero è strettamente legato all'ampiezza dello sforzo di taglio applicato. La resistenza ciclica di questi tipi di terreno dipende da molti fattori quali: la

pressione interstiziale di confinamento, lo stato di addensamento iniziale, la distribuzione granulometrica, il grado di cementazione tra i grani, l'età del deposito, la struttura del terreno, il coefficiente di spinta a riposo e la presenza di fini.

4.5 Comportamento a rottura dei terreni a grana fine

Il comportamento dei terreni a grana fine ad elevati livelli deformativi ed in prossimità della rottura per alcuni aspetti può essere assimilato a quello dei terreni a grana grossa, ma per molti altri non è possibile. Le similitudini riguardano l'influenza che hanno sul comportamento del terreno fenomeni come la dilatanza e le pressioni efficaci, le differenze sono invece legate alla diversa origine della resistenza e alla risposta del terreno che è influenzata dalla forma e dalla disposizione delle particelle elementari, dalla loro natura chimico-elettrica e dai legami intermolecolari. Una forte differenza riguarda le sovrappressioni interstiziali che per i terreni a grana grossa risultano essere sempre positive, mentre per i terreni a grana fine possono risultare anche negative, a volte con processi evolutivi molto complessi. L'esperienza ha dimostrato che i terreni argillosi soggetti ad eventi sismici di forte intensità hanno un comportamento più stabile di quelli sabbiosi quando il terremoto è di breve durata, nel caso di terremoti lunghi o terreni molto soffici si sono invece riscontrati elevati fenomeni di instabilità. Considerando i terreni a grana fine soggetti ad eventi sismici, non sono mai stati rilevati fenomeni di liquefazione, mentre è stato rilevato che i collassi più importanti possono avvenire successivamente all'evento sismico. Al termine di un terremoto possono verificarsi cedimenti o rigonfiamenti in modo più o meno marcato a seconda della sovrappressione interstiziale raggiunta al termine del terremoto. I fattori che governano il comportamento dei terreni a grana fine soggetti ad alti livelli deformativi sono: la velocità di applicazione dei carichi, l'ampiezza dello sforzo applicato, la durata, la presenza di sforzi di taglio preesistenti, la storia della consolidazione ordinaria e ciclica del terreno, la plasticità del terreno e le condizioni di drenaggio.

Da quanto esposto ne consegue una grande complessità del comportamento di questi terreni e la previsione di tale comportamento risulta sempre altamente incerta, nella progettazione infatti per ridurre questa incertezza occorre eseguire prove dinamiche e cicliche specifiche per il caso oggetto di studio, simulando in laboratorio le condizioni riscontrabili nella realtà.

Capitolo V

Modelli costitutivi

5.1 Introduzione

I modelli costitutivi permettono di valutare le deformazioni in funzione delle sollecitazioni indotte e delle sequenze di carico, si tratta di espressioni capaci di legare tra loro gli sforzi e le deformazioni, consentendo di ricavare una previsione della risposta dei terreni soggetti ad azioni sismiche. Data la complessità con cui un terreno risponde alle azioni sismiche individuare un modello costitutivo adatto al tipo di problema può risultare estremamente difficile. Durante un evento sismico l'ampiezza, la frequenza e la direzione delle sollecitazioni varia nel tempo e le risposte tendono a variare in funzione di diversi aspetti quali: le caratteristiche dell'input sismico, il tipo di terreno, la sua composizione, il suo stato fisico e le condizioni di drenaggio. Considerando la tridimensionalità dei problemi e la variabilità nel tempo, la risposta sismica di un terreno in termini di tensioni e deformazioni, può essere rappresentata attraverso la non linearità, la dissipazione di energia e l'incremento ed accumulo delle sovrappressioni interstiziali.

Un modello costitutivo a carattere generale deve essere in grado di riprodurre nel modo più realistico possibile, per un caso specifico, il comportamento isteretico e non lineare del terreno in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione, nel campo deformativo di interesse, attraverso delle relazioni matematiche capaci di rappresentare i fenomeni ai quali è soggetto il terreno. Ricavate queste relazioni tenendo conto della tridimensionalità del problema e di tutti i fattori che caratterizzano l'evento sismico e la risposta del terreno, in alcuni casi non solo risulta difficile, ma può ritenersi addirittura un obiettivo al limite dell'impossibile. Si ricorre allora a delle semplificazioni come la riduzione della dimensionalità dei problemi che vengono ricondotti a casi monodimensionali, considerando attraverso ipotesi semplificative, nel caso si faccia riferimento alle onde ritenute più pericolose per la stabilità delle strutture, cioè le onde S , che queste si propaghino in direzione verticale o subverticale, e che il moto del terreno (ortogonale ad esse), risulta orizzontale o suborizzontale.

Il progresso tecnologico ha permesso, soprattutto negli ultimi anni, di sviluppare molti modelli analitici e modelli numerici di grande complessità, infatti rispetto al passato, oggi si dispone di codici di calcolo che attraverso leggi costitutive molto avanzate, sono capaci di simulare in modo molto realistico il comportamento del terreno durante un evento sismico. Resta comunque il problema che pur impiegando questi modelli, se si vogliono avere risultati certi si devono conoscere una grande quantità di parametri, ricavabili attraverso prove sofisticate e costose, va infatti tenuto presente che una piccola incertezza nella loro valutazione potrebbe modificare significativamente la risposta, compromettendo il lavoro

fatto. Per questi motivi in generale si preferisce adottare metodi di analisi più semplificati, il terreno viene schematizzato in modo drastico e vengono distinti i casi in funzione del tipo di deformazione attesa, cioè quelli in cui i carichi applicati comportano piccole deformazioni da quelli in cui il terreno può rientrare in un domino non lineare e a rottura.

Quando i livelli deformativi sono bassi o medi si può assumere una legge di comportamento riferita ad una teoria nota e abbastanza semplice, per la quale sono richiesti un numero limitato di parametri dinamici del terreno, determinabili attraverso prove specifiche. Sfruttando questo approccio può essere usato il modello elastico nel caso delle piccole deformazioni ($\gamma < \gamma_l$) e la teoria viscoelastica nel campo delle medie deformazioni ($\gamma < \gamma_v$), essendo il comportamento del terreno del tipo elastoplastico, con rigidità e smorzamento variabili al crescere dei livelli deformativi. Nel campo ingegneristico il miglior modello applicabile è quello lineare equivalente, in cui l'analisi lineare viene ripetuta per passi, modificando i parametri fino al raggiungimento di una soluzione compatibile con il livello deformativo. Infine nel caso di deformazioni elevate, tenendo conto di tutti i fattori che influiscono sul comportamento del terreno in prossimità della rottura, occorre ricorrere a teorie più complesse, che conducono a notevoli complicazioni sia in campo tecnico che pratico.

Un secondo approccio consiste nel ricavare sperimentalmente in laboratorio la legge sforzi-deformazioni, cercando la soluzione che si avvicini il più possibile al caso reale ottenibile in sito. Questa metodologia richiede la determinazione di specifiche leggi per ogni caso oggetto di studio, rendendolo un metodo più gravoso rispetto ai precedenti, inoltre ci si scontra con molte difficoltà di ordine tecnico e pratico, infatti si deve tenere conto che le proprietà del terreno cambiano anche in funzione del numero di cicli di carico e dipendono dall'evoluzione delle pressioni efficaci, rendendo difficile ricavare un modello attendibile.

In tutti i casi per giungere ad una previsione della risposta il più vicino possibile alla reale, senza incorrere in risultati ingannevoli, sono richieste prove dinamiche o cicliche in sito e in laboratorio, con un grado di complessità che varia a seconda delle necessità. I modelli più semplici sono validi per campi deformativi ristretti e hanno generalmente un'applicabilità limitata, mentre i modelli più complessi coprono intervalli di livelli deformativi più ampi.

Un modello costitutivo completo deve essere composto da un sistema di relazioni matematiche, capaci di descrivere il comportamento tensionale e deformativo del terreno attraverso la formulazione di una legge che identifichi la curva dorsale, e di leggi in grado di descrivere la degradazione della rigidità e della resistenza, e l'andamento delle pressioni interstiziali all'aumentare del numero di cicli di carico, oltre che essere capace di seguire in termini di pressioni efficaci, l'evoluzione della risposta del terreno, partendo da piccoli livelli deformativi fino al raggiungimento della rottura, attraverso una serie di regole capaci di definire il comportamento del terreno durante le fasi di scarico e ricarico e un criterio di rottura.

Quando la sequenza dei carichi è di tipo ciclico ed irregolare, come nel caso dei terremoti, a queste relazioni devono aggiungersene delle altre, il modello costitutivo in questo caso deve considerare gli effetti sulla risposta in termini di deformazioni irreversibili dovute alla successione delle fasi di carico, scarico e ricarico, infatti le ampiezze possono variare da un ciclo

ad un alto, aumentando o diminuendo. Il comportamento meccanico del terreno viene rappresentato attraverso un serie di parametri (che aumentano all'aumentare del grado di complessità del modello) per definire: il carico monotono, il decadimento della rigidità e l'incremento delle capacità dissipative, il carico ciclico nel ramo di scarico e di ricarica e l'energia dissipata durante un ciclo, la degradazione della rigidità e della resistenza durante il carico ciclico, l'incremento della pressione interstiziale e la resistenza.

Riducendo il sistema di relazioni matematiche e di parametri a seconda del livello deformativo massimo atteso durante l'evento sismico, si possono distinguere tre categorie di modelli di crescente complessità: modelli elastici lineari, modelli lineari equivalenti, modelli non lineari.

5.2 Modelli elastici lineari

Quando si studia un problema in cui i livelli deformativi attesi sono inferiori o uguali al livello di soglia ($\gamma \leq \gamma_l$), il terreno può essere assimilato ad un mezzo elastico e si può ricorrere all'utilizzo di un modello elastico lineare. Ricadono in questa categoria alcuni problemi sismici come la previsione del comportamento di terreni consistenti e/o addensati durante terremoti di debole intensità, al di fuori di questi casi non è possibile utilizzare il modello elastico lineare, in quanto non è in grado di interpretare correttamente il comportamento del terreno in presenza di carichi ciclici.

Facendo riferimento al primo tratto della curva dorsale ($\gamma < \gamma_l$), sotto carichi monotoni il legame sforzi-deformazioni è espresso dalla relazione:

$$\tau = G_0 \cdot \gamma \quad (5.1)$$

dove: τ è l'ampiezza dello sforzo di taglio, γ è l'ampiezza della deformazione di taglio e G_0 è il modulo di taglio iniziale.

I parametri rappresentativi del comportamento tensionale e deformativo del terreno sono G_0 e D_0 , in quanto il terreno non essendo un mezzo perfettamente elastico, mostrerà sempre in un ciclo di carico una, se pur minima, dissipazione di energia. Questi due parametri si mantengono costanti durante l'evoluzione dei cicli di carico.

Il modello elastico presuppone che vi sia un limite alla regione degli sforzi efficaci, rappresentato dalla superficie di snervamento.

5.3 Modelli lineari equivalenti

Quando i livelli deformativi sono tali da superare la soglia elastica ($\gamma > \gamma_l$), ma rimangono al di sotto della soglia volumetrica ($\gamma < \gamma_v$), gli effetti dissipativi non possono più essere trascurati e il legame sforzi-deformazioni non può più essere considerato lineare, ma la risposta del terreno può essere considerata elastica non lineare, lasciando a dei modelli viscoelastici lineari, una procedura di calcolo chiamata lineare equivalente, la quale attraverso

L'introduzione di nuovi parametri e di alcuni accorgimenti può ricondursi alla formulazione lineare.

Il comportamento del terreno viene espresso da due parametri: il modulo di taglio G e il rapporto di smorzamento D , che rappresentano la deformabilità media e le proprietà dissipative del terreno, valutati entrambi in funzione del livello deformativo. I problemi lineari equivalenti risultano quindi più complessi di quelli elastici, e devono tenere conto del fatto che la relazione sforzi-deformazioni si modifica in funzione del livello deformativo e che i due parametri G e D devono essere ad esso compatibili e quindi opportunamente ricavati.

Per quanto riguarda la variazione del legame sforzi-deformazioni si assume una relazione uguale a quella proposta per il modello lineare:

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (5.2)$$

dove: τ è l'ampiezza dello sforzo di taglio, γ è l'ampiezza della deformazione di taglio e G è il modulo di taglio equivalente.

In questo caso G è funzione di γ , quindi per risolvere il problema si assume una relazione matematica $G(\gamma)$ trasformando la (5.2) in una relazione implicita. Anche il parametro D viene espresso attraverso una espressione matematica $D(\gamma)$ essendo associato a un corrispondente valore di G .

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri G e D che devono essere compatibili con il livello deformativo indotto dal sisma, si deve tenere presente che campo dell'ingegneria geotecnica sismica il modelli lineari equivalenti vengono per esempio usati per la soluzione delle equazioni di moto in un deposito attraversato da onde S che si propagano nella direzione verticale, in questo caso l'equazione del moto è espressa dall'equazione:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.3)$$

dove: τ è lo sforzo di taglio orizzontale indotto dall'azione ciclica a una generica quota z , ρ è la densità del terreno e u rappresenta lo spostamento nella direzione orizzontale.

Adottando come legame costitutivo il modello di Kelvin, che accoppia in parallelo una molla elastica con rigidezza G e uno smorzatore di viscosità G' proporzionale al rapporto di smorzamento D :

$$\tau = G \cdot \gamma + G' \cdot \frac{d\gamma}{dt} \quad (5.4)$$

tenendo presente che:

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.5)$$

l'equazione del moto diventa:

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + G' \frac{\partial u^3}{\partial z^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.6)$$

Se lo sforzo di taglio ciclico ha un andamento armonico con frequenza circolare ω , è possibile sostituire alla costante G' il rapporto di smorzamento D :

$$D = \frac{G'\omega}{2G} \quad (5.7)$$

e riscrivere l'equazione del moto come segue:

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + 2 \frac{GD}{\omega} \frac{\partial u^3}{\partial z^2 \partial t} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.8)$$

In questo modo risolvendo l'equazione del moto è possibile valutare lo spostamento $u(z, t)$, ad ogni istante t , e tramite la (5.5) la relativa deformazione di taglio γ .

A causa della non linearità del terreno una volta ricavati il valore di γ , e i conseguenti valori di G e D attraverso le curve $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$, ci si accorge che a questo livello deformativo non corrispondono i valori G e D utilizzati nell'equazione del moto. Per ridurre questa differenza tra valori in ingresso e in uscita, si adotta un procedimento iterativo, schematizzabile come segue:

- si utilizzano nell'equazione del moto (5.8) come valori iniziali di G e D , quelli G_0 e D_0 , in seguito tramite la (5.5) si ricava un valore di $\gamma = \gamma_1$, a cui corrispondono i valori di G_1 e D_1 diversi da G_0 e D_0 , se il valore della deformazione di taglio è maggiore del valore di deformazione di soglia lineare ($\gamma_1 > \gamma_l$) sia nella curva dorsale sia in quella che fornisce l'andamento di D in funzione di γ .
- Si introducono nell'equazione del moto i valori aggiornati di G e D , ripetitivamente G_1 e D_1 , con i quali si ottiene un nuovo valore della deformazione di taglio $\gamma_2 \neq \gamma_1$, a cui corrispondono due nuovi valori, G_2 e D_2 .
- Si ripete l'operazione di risoluzione delle equazioni di moto fino ad arrivare a convergenza, cioè finché il valore della deformazione di taglio calcolata al passo i -esimo γ_i , coincide con quello calcolato al passo precedente γ_{i-1} , a meno di un errore considerato trascurabile.

I valori di G e D così ottenuti sono però riferiti ad un istante t_0 (rispetto al quale è stata risolta l'equazione del moto) e sono considerati costanti in un intervallo di ampiezza infinitesimo Δt . Si passa quindi a considerare l'istante successivo, $t_0 + \Delta t$, e si ripete l'intera procedura iterativa, utilizzando come valori iniziali di G e D quelli ricavati dal passo precedente e così via fino al termine dell'applicazione dei carichi sismici.

I modelli lineari equivalenti sono largamente utilizzati per lo studio di quei problemi di dinamica dei terreni in cui il livello delle deformazioni si mantiene lontano dalla condizione prossima alla rottura, per la loro semplicità di applicazione e la difficoltà di tenere conto degli effetti di non linearità e dissipativi del mezzo. La loro applicazione risulta quindi limitata a quei casi in cui i livelli deformativi si mantengono al di sotto della soglia volumetrica ed è

richiesta la conoscenza della variazione della curva dorsale $G(\gamma)$ e della legge di variazione di D , $D(\gamma)$, in funzione del livello deformativo γ ,

Le esperienze di laboratorio hanno dimostrato che la curva dorsale ha un andamento simile ad un'iperbole e che esiste una correlazione tra G e D . Alla luce di queste osservazioni sono stati proposti diversi modelli, come quello di Hardin & Drnevich (1972a,b) e i modelli iperbolici ad esso riconducibili.

5.3.1 Modello di Hardin e Drnevich

In questo modello il legame sforzi-deformazioni viene descritto con un'iperbole di equazione:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (5.9)$$

che può essere scritta nella forma:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5.10)$$

dove: $\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$ è la deformazione di riferimento, τ_{max} è la resistenza a rottura in condizioni di carico monotono e G_0 è il modulo di taglio iniziale.

Tra il modulo secante G e l'ampiezza del ciclo di isteresi viene stabilita una relazione del tipo:

$$\frac{D}{D_{max}} = 1 - \frac{G}{G_0} \quad (5.11)$$

dove D_{max} è il valore dello smorzamento massimo.

5.3.2 Modelli iperbolici

Il modello proposto da Hardin e Drnevich è risultato in alcuni casi limitato nell'interpretare correttamente i dati sperimentali e la relazione (5.11) eccessivamente semplificata, per porre rimedio a questi inconvenienti alcuni ricercatori hanno proposto delle versioni modificate del loro modello. Una di queste è stata proposta dagli stessi Hardin e Drnevich, che attraverso il loro modello modificato (Hardin & Drnevich, 1972a, b), hanno suggerito l'equazione:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (5.12)$$

dove: $\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \cdot \left(1 + a \cdot e^{-b \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)}\right)$, a e b sono delle costanti matematiche e γ_r è la deformazione di riferimento, mantenendo inalterata la relazione (5.11) tra il modulo secante G e l'ampiezza del ciclo di isteresi.

Considerando sempre l'equazione (5.11), Kondner & Zelasko (1963), con il loro modello modificato, hanno proposto un'equazione per il legame sforzi-deformazioni del tipo:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \beta \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^S} \quad (5.13)$$

dove: γ_r è sempre la deformazione di riferimento, mentre β e S sono delle costanti dipendenti dal materiale. Shibata & Solearno (1975), hanno invece descritto il legame sforzi-deformazioni attraverso l'equazione:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + 100 \frac{\gamma}{\sigma'_{0,5}}\right)} \quad (5.14)$$

in cui σ'_0 rappresenta la pressione di confinamento, espressa in Kg/cm^2 .

Infine si può citare il modello proposto da Yokota et Al. (1981), i quali hanno rappresentato il legame sforzi-deformazioni con l'equazione:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \gamma^\beta} \quad (5.15)$$

dove: α e β sono costanti del materiale, mentre per quanto riguarda la legge di variazione di D , tali autori hanno proposto la relazione esponenziale:

$$\frac{D}{D_{max}} = e^{-\lambda} \cdot \left(\frac{G}{G_0}\right) \quad (5.16)$$

dove: D_{max} è il valore dello smorzamento massimo e λ è un parametro di adattamento.

5.3.3 Modello di Ramberg e Osgood

Il modello di Ramberg & Osgood (1943) si basa su quattro regole.

La prima è che il legame sforzi deformazioni di primo carico (curva dorsale) è descritto dalla seguente relazione:

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[1 + \alpha \cdot \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{R-1} \right] \quad (5.17)$$

dove γ_y e τ_y sono lo sforzo e la deformazione di taglio in un punto della curva dorsale opportunamente scelto, α e R sono dei coefficienti di forma che indentificano la geometria delle curve di decadimento di G e D .

Assumendo per γ_y e τ_y i valori generalmente usati, cioè $\gamma_y = \gamma_r = \tau_{max} \cdot G_0$ e $\tau_y = \tau_{max}$, la relazione (5.17) può essere scritta come segue:

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_{max}} \right|^{R-1}} \quad (5.18)$$

o anche:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|^{R-1}} \quad (5.19)$$

La seconda regola è che i rami di scarico e ricarico sono ottenuti applicando la regole in base per cui, se da un generico punto di coordinate τ_a, γ_a della curva dorsale si effettua una inversione di carico e un ricarico percorrendo un intero ciclo, le curve di scarico e ricarico rispettano i seguenti vincoli:

- la tangente nei punti di inversione degli sforzi rispettivamente in corrispondenza dei rami di scarico e ricarico è parallela alla tangente della curva di primo carico nel punto iniziale;
- le curve di scarico e ricarico possono essere ottenute dalla curva di primo carico raddoppiandone la scala.

In base a queste considerazioni le curve di scarico e ricarico hanno rispettivamente le seguenti equazioni:

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (5.20)$$

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (5.21)$$

dove f è la relazione matematica delle curva dorsale, che nel caso specifico è data dalla relazione (5.18).

La terza regola è che se la curva di scarico e ricarico supera la massima deformazione raggiunta in precedenza e interseca la curva dorsale, essa segue la curva dorsale fino alla successiva inversione di segno.

La quarta regola è che se una curva di scarico o ricarico attraversa una curva del ciclo precedente, la curva sforzi-deformazioni segue quella del precedente ciclo.

I criterio originario proposto da Masing (1926) è basato sulle prime due ipotesi, ma in questo caso non si riesce a simulare gli effetti della storia delle sollecitazioni nel tempo, Ramberg e Osgood hanno proposto di cambiare l'origine degli assi ogni volta che lo sforzo viene invertito e di introdurre una sorta di memoria della storia deformativa precedente, in modo da poter interpretare storie cicliche più complesse. I modelli che seguono queste quattro regole sono generalmente detti modelli estesi di Masing.

5.4 Modelli non lineari

Quando si vuole analizzare la risposta sismica dei terreni ad elevati livelli deformativi e a rottura vengono utilizzati i modelli non lineari, i quali devono tenere conto di una serie di fenomeni che influenzano il comportamento dei terreni, quali:

- la degradazione delle proprietà del terreno all'aumentare del numero di cicli di carico;
- l'incremento delle capacità dissipative con il numero dei cicli di carico;
- l'accoppiamento tra le fasi;
- l'accoppiamento tra le deformazioni di taglio e quelle volumetriche.

Questi modelli possono distinguersi in modelli empirici e modelli avanzati.

I *modelli empirici* sono spesso definiti modelli estesi di Masing in quanto si basano sull'utilizzo di leggi empiriche che si rifanno ai modelli iperbolici o ad altri tipi di modelli proposti da altri autori, opportunamente associati ad una serie di regole che permettono di estendere i criteri di Masing (1926) al caso dei carichi irregolari, introducendo delle espressioni matematiche capaci di definire attraverso una serie di accorgimenti la degradazione della rigidità con il numero di cicli, l'incremento delle capacità dissipative e della degradazione della resistenza.

I *modelli avanzati* si basano sui principi della meccanica, facendo riferimento a teorie complesse, per esempio a quella della plasticità, o a principi che descrivono la non linearità in termini incrementali. L'evoluzione del comportamento del terreno viene analizzata attraverso l'esame di diversi percorsi tensionali, di livelli deformativi e di condizioni di carico e di drenaggio, partendo dalla definizione dello stato iniziale geostatico di sforzo. Per poter ricavare tutti i parametri richiesti per l'elaborazione di questi modelli sono necessarie prove dinamiche e cicliche elaborate e costose, dipendenti dal tipo di problema che si va ad affrontare.

L'impiego di modelli complessi va quindi riservato a casi realmente importanti tenendo presente che i dati in ingresso, le tecniche di sperimentazione e le procedure di calcolo devono essere all'altezza del tipo di modello scelto.

Capitolo VI

Prestazioni sismiche delle dighe in terra

6.1 Fattori che governano la risposta sismica delle dighe in terra

La risposta sismica di una diga in terra è influenzata da vari fenomeni riconducibili ad alcuni principali fattori che rifacendosi agli studi eseguiti da Gazetas (1987) e da Gazetas & Dakoulas (1992) possono essere così definiti:

- caratteristiche dell'input sismico;
- disomogeneità dei materiali;
- comportamento non lineare dei materiali;
- influenza della geometria tridimensionale del canyon;
- comportamento non rigido del canyon;
- liquefazione del corpo diga o del terreno di fondazione;
- altri fattori.

6.1.1 Caratteristiche dell'input sismico

L'ampiezza, la durata e il contenuto in frequenza attribuibili ad un sisma sono fattori che hanno grande rilevanza nell'influenzare la risposta sismica di una diga in terra. I materiali granulari utilizzati per costruire il corpo della diga quando sono soggetti a eventi sismici, come discusso in precedenza, possono dar luogo a fenomeni fisici, come la degradazione della rigidità e della resistenza o l'accumulo di pressioni interstiziali, che vanno a modificare la struttura del terreno provocando deformazioni che si traducono in cedimenti, i cui effetti per una diga potrebbero risultare devastanti. Le caratteristiche dei materiali costituenti il corpo diga possono inoltre dar luogo a fenomeni di amplificazione del moto sismico che determinano elevate accelerazioni di picco e di conseguenza elevati spostamenti. La risposta sismica di un'opera costruttiva è molto sensibile alle frequenze alle quali viene sottoposta, in particolare se il contenuto in frequenza del moto sismico, tipicamente espresso in termini di spettro di Fourier o di spettro di risposta, si avvicina alla frequenza di oscillazione dominante della diga, possono svilupparsi fenomeni di risonanza che comporterebbero pericolosi effetti sulla stabilità complessiva della struttura.

6.1.2 Disomogeneità dei materiali

L'influenza della disomogeneità dei materiali è dovuta alla variazione della dipendenza della rigidezza dalla pressione di confinamento nei vari punti del corpo diga, ed è stata riconosciuta grazie a numerose indagini di laboratorio. Questo fattore può infatti influenzare la risposta dinamica delle dighe in termini di accelerazioni di picco e spostamenti misurati alla cresta. Nei loro studi Dakoulas & Gazetas (1985a, 1986), hanno utilizzato l'approccio disomogeneo shear-beam, considerando dighe ideali bidimensionali su una base rigida, ed esprimendo il modulo di taglio G con la seguente espressione:

$$G = G_b \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^m \quad (6.1)$$

dove: G_b è il modulo di taglio medio alla base, H è l'altezza della diga ed infine m è un coefficiente dipendente dal materiale e dalla geometria della diga.

I risultati delle analisi parametriche hanno mostrato l'effetto del grado di disomogeneità, espresso dal parametro m , il quale aumentando porta la frequenza fondamentale ad avvicinarsi alla frequenza naturale (Figura 6.1a), un'attenuazione più nitida della modalità di dislocamento all'aumentare della profondità (Figura 6.1b), un aumento delle deformazioni di taglio in prossimità della cresta (Figura 6.1c), e valori dell'amplificazione in cresta maggiori per ogni tipo di frequenza (Figura 6.2).

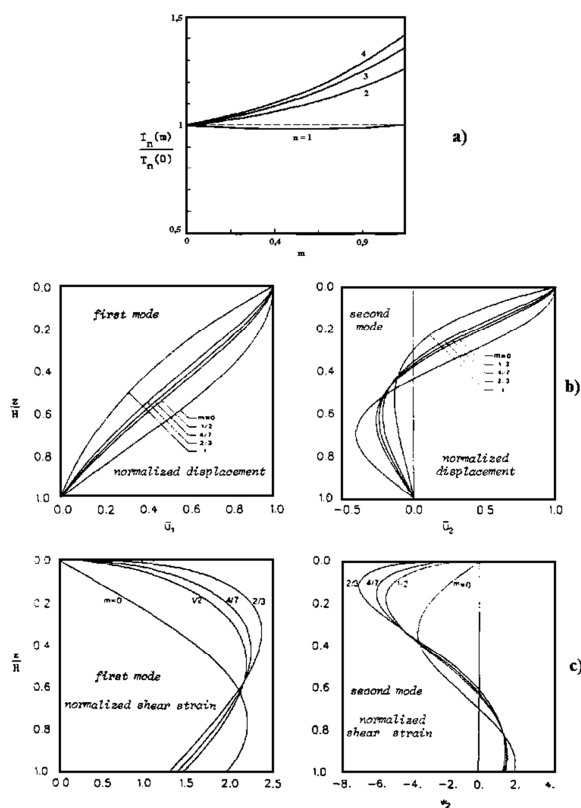


Figura 6.1 – Effetto del parametro di disomogeneità m sui periodi naturali a), sulla modalità di dislocamento b) e sulle deformazioni di taglio c) (da Gazetas, 1987)

La stessa analisi eseguita da Gazetas (1987), su una diga alta 120m, ha mostrato che l'accelerazione massima e gli spostamenti di picco aumentano all'aumentare del parametro m . Le tensioni di taglio essendo sempre inversamente proporzionali a $G(z)$ sono fortemente condizionate dalla disomogeneità del materiale, mentre le forze di taglio risultano poco influenzate.

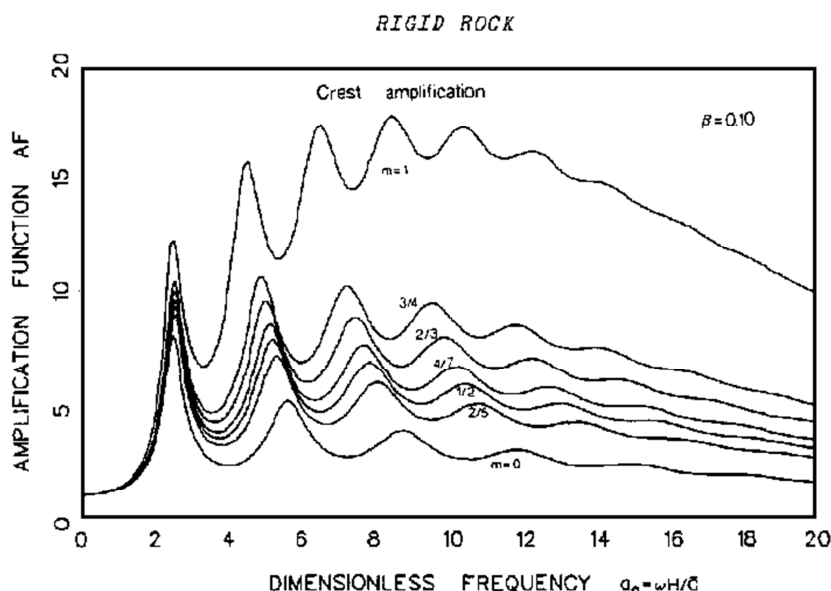


Figura 6.2 – Effetto del parametro di disomogeneità m sulla funzione di amplificazione per un corpo rigido (da Gazetas, 1987)

6.1.3 Comportamento non lineare del materiale

Lo studio di Gazetas (1987) ha riguardato anche l'analisi del comportamento non lineare dei terreni soggetti ad azione sismica considerando una diga alta 120m avente caratteristiche di rigidità compatibili con quelle della diga di 120m studiata nelle analisi mostrate in precedenza, in cui il terreno era soggetto ad un'agitazione molto debole che produceva deformazioni di taglio di piccola entità che avevano permesso di assimilare il suo comportamento al tipo elastico-lineare, applicando lo stesso input sismico precedente e adoperando come modello dinamico un modello iperbolico del tipo:

$$\tau = \tau(z, \gamma) = G(z) \cdot \frac{\gamma}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (6.2)$$

dove: $G(z)$ è il modulo elastico per bassi livelli di deformazione dato dalla formula (6.1) e γ_r è la deformazione di riferimento.

Prendendo in esame i risultati ottenuti da Gazetas (1987) mostrati in Figura 6.3, rappresentati in Figura 6.4 considerando tre diversi valori di m , rispettivamente 0, 1/3 e 2/3, e due diversi valori di γ_r pari a 0,003 e 0,0013, si può osservare come le amplificazioni ricavate dalle analisi non lineari risultano più piccole al diminuire di γ_r , e come l'incremento del coefficiente di disomogeneità m risulta meno influente della non linearità. Va considerato che

durante l'analisi non lineare la distribuzione delle tensioni di taglio ha mantenuto la forma lineare-elastica.

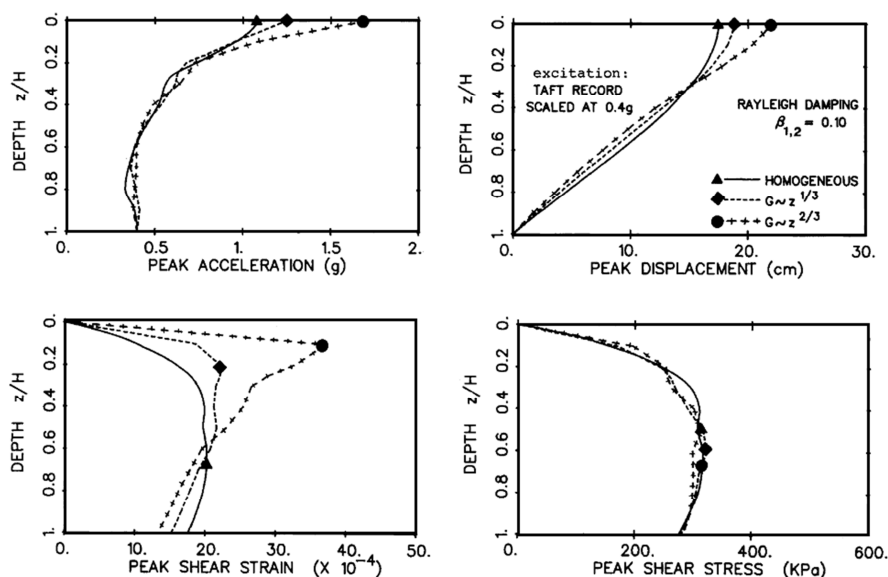


Figura 6.3 – Effetto del parametro di disomogeneità $m = 0; 1/3; 2/3$, sulla distribuzione in funzione della profondità delle accelerazioni, degli spostamenti e delle deformazioni di taglio di picco (da Gazetas, 1987)

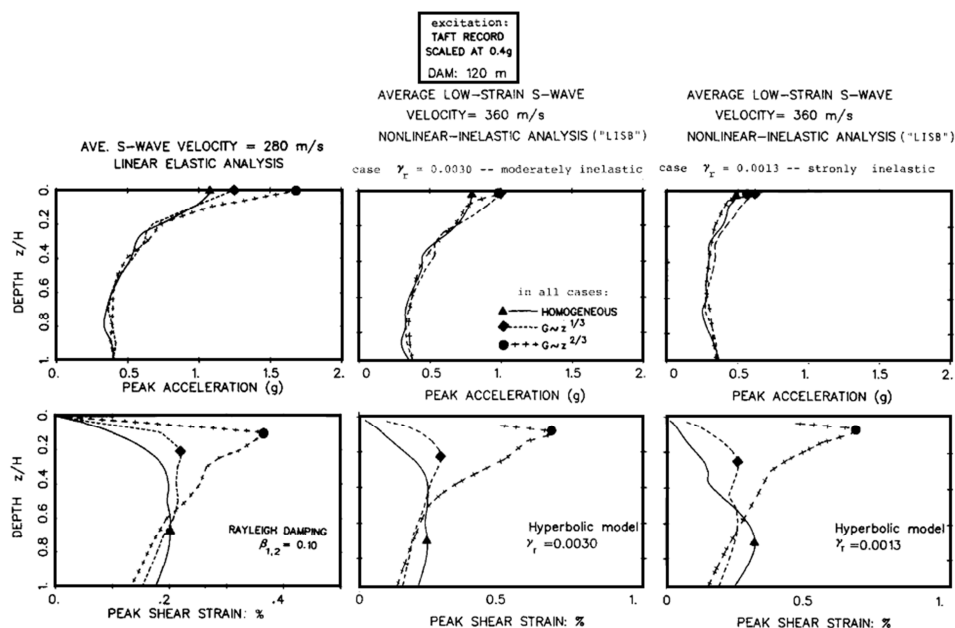


Figura 6.4 – Confronto dell'effetto del parametro di disomogeneità m ottenuto precedentemente con quelli ottenuti al variare della tensione di riferimento $\gamma_r = 0,003, 0,0013$ (da Gazetas, 1987)

Da quanto esposto si può affermare che la non linearità dovuta all'applicazione di un evento sismico di elevata intensità produce effetti benefici sulla risposta in termini di amplificazioni. Il periodo fondamentale della diga aumenta allontanandosi dal valore corrispondente al periodo fondamentale del moto sismico, evitando pericolosi fenomeni di risonanza.

6.1.4 Influenza della geometria tridimensionale del canyon

L'influenza della tridimensionalità del canyon risulta particolarmente importante nel caso delle dighe costruite in valli strette in cui la presenza di spalle relativamente rigide crea un effetto di irrigidimento tridimensionale, che produce un aumento delle frequenze naturali e degli spostamenti al restringersi del canyon. Questo aspetto mette in evidenza come solo in alcune circostanze particolari è possibile considerare i problemi bidimensionali, come nel caso di dighe infinitamente lunghe soggette a movimenti sincroni alla sponde laterali.

I primi confronti tra analisi bidimensionali e tridimensionali applicate a dighe in terra sono stati effettuati da Hatanaka (1955) e Ambraseys (1960b), che studiando il comportamento sismico nel caso di un canyon rettangolare ha concluso che solo nei casi in cui il canyon risulta molto ampio rispetto alla sua altezza è possibile utilizzare un'analisi bidimensionale, in quanto per un rapporto tra la lunghezza e l'altezza del canyon superiore a quattro, la vibrazione fondamentale risulta approssimativamente uguale (entro il 10%) a quella di una diga infinitamente lunga. La Figura 6.5 mostra come le diverse geometrie del canyon influenzino il periodo naturale fondamentale di una diga, dove $T_{1,\infty}$ è il periodo naturale di una diga infinitamente lunga soggetta a deformazione piana e L/H è un rapporto geometrico tra la lunghezza e l'altezza della diga.

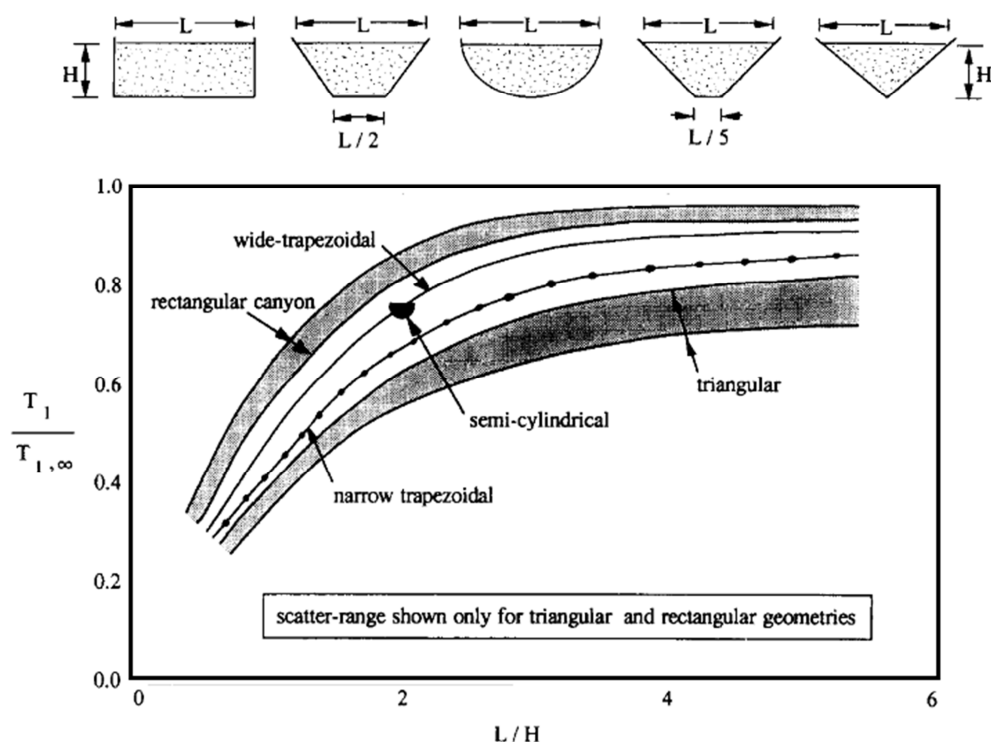


Figura 6.5 – Effetto della geometria del canyon sul periodo naturale fondamentale di una diga
(da Gazetas & Dakoulas, 1992)

Le analisi sono state eseguite considerando delle dighe omogene, tuttavia il rapporto $T_1/T_{1,\infty}$ risulta difficilmente influenzato dalla disomogeneità dei materiali, quindi i risultati ottenuti possono essere utilizzati per determinare l'influenza della geometria del canyon per un qualsiasi tipo di diga.

Analizzando i valori ottenuti dall'analisi delle accelerazioni in funzione dell'amplificazione media in cresta per una diga in un canyon semicircolare e confrontandoli con quelli ottenuti da un'analisi di tipo shear-beam monodimensionale, eseguita sulla parte centrale della stessa diga, si può osservare attraverso la Figura 6.6a) che il modello piano sottostima sia l'amplificazione di prima risonanza, sia le frequenze di risonanza successive che influenzano la risposta dinamica soprattutto nei casi in cui le dighe sono costruite in canyon stretti. La Figura 6.6b) mostra invece che considerando un rapporto $L/H = 2$, il valore dell'amplificazione di prima risonanza risulta indipendente dalla forma del canyon, attestandosi su un valore all'incirca costante.

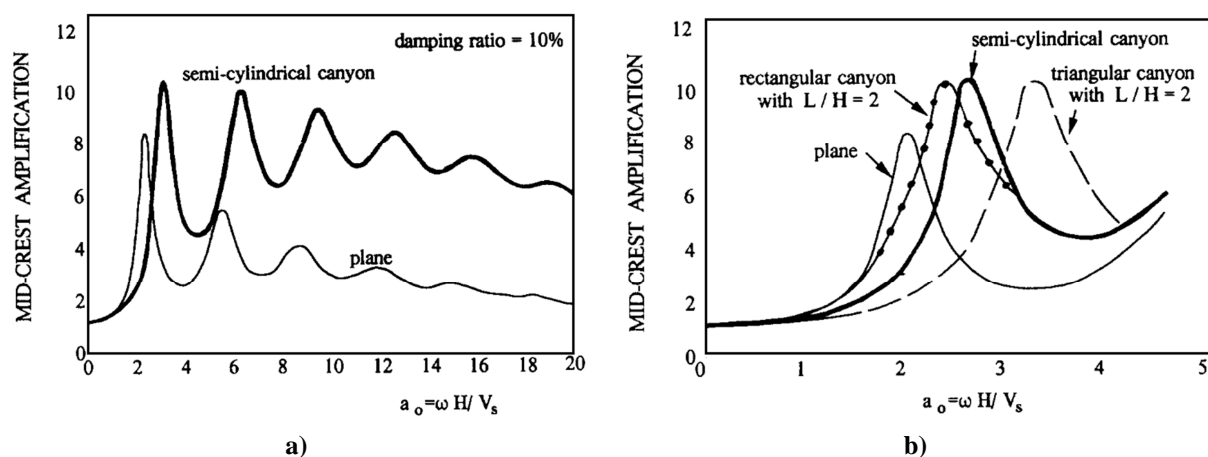


Figura 6.6 – Confronto tra i risultati ottenuti da un'analisi di una diga semi-cilindrica soggetta ad una eccitazione di base armonica da un modello tridimensionale e da un'analisi piana shear-beam a), effetto della forma del canyon sulla funzione di amplificazione media in cresta b) (da Gazetas & Dakoulas, 1992)

Il legame sforzo-deformazione in tutti i casi precedenti è stato considerato elastico lineare, generalmente considerando la non linearità del materiale si assiste ad una riduzione delle accelerazioni di picco a causa di una maggiore dissipazione dell'energia delle onde sismiche e della dissoluzione di eventuali fenomeni di risonanza.

6.1.5 Comportamento non rigido del Canyon

Quando si considera una diga come un corpo rigido, si ipotizza che i punti all'interfaccia tra il corpo diga e gli elementi circostanti si muovano in modo identico trascurando l'interazione tra il corpo diga e la fondazione e i fenomeni di propagazione delle onde sismiche in ingresso, influenzati dalle differenze di fase e di ampiezza che si possono generare durante la loro diramazione. L'interferenza tra il corpo diga e la fondazione è stato indagato da Abdel Ghaffar & Scott (1981), i quali hanno studiato la dissipazione di energia che si aveva durante la propagazione delle onde sottoponendo una diga ad una vibrazione forzata. Successivamente Dakoulas (1993) e Dakoulas & Hsu (1995), considerando canyon deformabili aventi forme geometriche semplici hanno rilevato che l'ampiezza della risposta delle dighe dipendeva fortemente dal rapporto di impedenza, espresso dal rapporto tra l'impedenza della diga e quella della fondazione.

Riducendo la rigidezza della fondazione il rapporto di impedenza, indicato con α in Figura 6.7, aumenta, la funzione di amplificazione subisce un appiattimento e il valore dell'accelerazione in cresta diminuisce. Da quanto esposto si può affermare che un canyon costituito da una roccia più flessibile tende a ridurre i picchi delle amplificazioni e i fenomeni di risonanza.

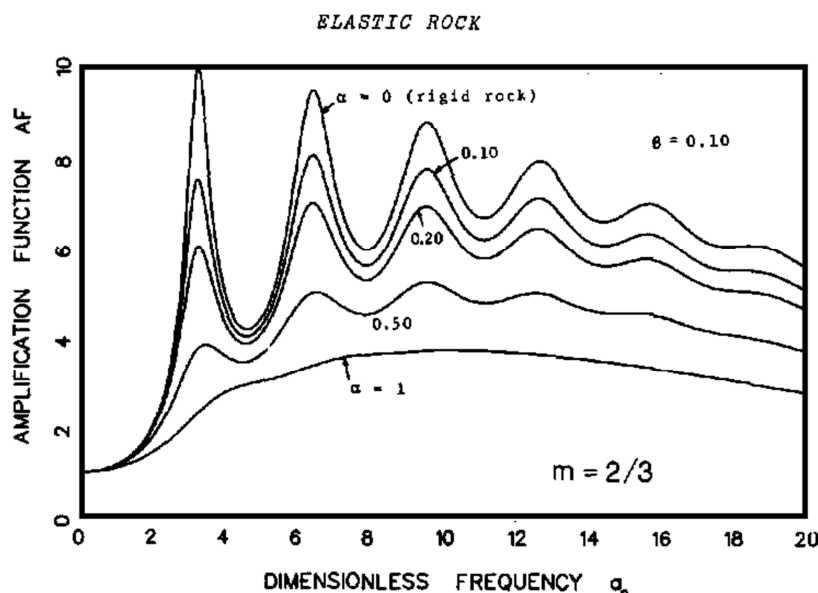


Figura 6.7 – Effetto del rapporto di impedenza sull'amplificazione in cresta valutato per un parametro di disomogeneità m pari a $2/3$ (da Gazetas, 1987)

Considerando gli effetti della propagazione delle onde sismiche in ingresso si ricorda, riprendendo quanto detto nel Capitolo III, che i primi effetti di un terremoto sulle strutture in elevazione si manifestano sotto forma di oscillazioni e deformazioni, lo scuotimento al quale viene sottoposta una diga in terra durante un evento sismico è il risultato della propagazione di onde di volume e di superficie che colpiscono le estremità del corpo diga e dove presenti superfici di discontinuità dei materiali, creando fenomeni di riflessione e diffrazione che producono una diversificazione delle oscillazioni in termini di fase, ampiezza e contenuto in frequenza da punto a punto lungo l'interfaccia di valle della diga. L'asincronismo dei movimenti nelle dighe in terra può essere legato alle caratteristiche del moto in ingresso come il contenuto in frequenza, l'ampiezza e la durata, e alle caratteristiche del rilevato costituente il corpo diga, soprattutto la geometria, la rigidezza e lo smorzamento dei materiali usati per la costruzione.

6.1.6 Liquefazione del corpo diga o del terreno di fondazione

Il fenomeno della liquefazione, del quale si è parlato nel § 4.4, può influenzare oltre che il corpo diga anche il terreno di fondazione se questo è costituito nella parte più superficiale da materiale sciolto, sabbia satura o terreni alluvionali. Possono essere citati due eventi che sono stati oggetto di studi che hanno visto il collasso dell'opera di ritenuta a causa di questo fenomeno, cioè la diga di Sheffield studiata da Seed et Al. (1969), e la diga di Sam Fernando

studiata da Seed, et Al. (1975). Per tenere conto di questi effetti sono stati proposti una serie di metodi sviluppati da diversi autori: Seed et Al. (1976), Ishihara et Al. (1975), Finn, et Al. (1978), al fine di considerare una ridistribuzione della pressione interstiziale durante e dopo l'evento sismico.

6.1.8 Altri fattori

Un altro fattore da considerare è l'acqua contenuta del bacino d'invaso, questa agisce sul paramento di monte come un carico che produce un effetto di irrigidimento dovuto alla maggiore pressione di confinamento sui materiali della diga, che contribuisce ad aumentare le deformazioni laterali verso il paramento di valle. Gli effetti idrodinamici ai quali è dedicato il § 9.7, al quale si rimanda per un'analisi più dettagliata, come si vedrà possono essere in alcuni casi ignorati.

Tutti i fattori esaminati contribuiscono in modo diverso sulla risposta dinamica di una diga in terra a seconda della tipologia costruttiva e del tipo di evento sismico ad essa applicato. Si possono avere casi in cui la non linearità del suolo risulta meno importante rispetto agli effetti indotti dalla geometria, dalla disomogeneità e dall'interazione tra il corpo diga e la fondazione, o come accennato precedentemente si possono ritenere trascurabili fenomeni dovuti agli effetti idrodinamici o alla tridimensionalità del canyon. Questa osservazione serve per dire che una valutazione preliminare di tutti i fattori che possono influenzare la risposta sismica di una diga in terra è la loro importanza in funzione del caso di studio, è un passo molto importante per poi definire il modello di calcolo da adoperare per l'analisi.

6.2 Principali metodi di analisi dinamica

Il progresso scientifico ha permesso una notevole evoluzione dell'analisi sismica attraverso indagini sempre più dettagliate e capaci di riprodurre al meglio il comportamento dinamico dei terreni. I primi studi erano basati su modelli molto semplici che consideravano le dighe come corpi indeformabili in cui le masse erano solo capaci di scorrere. Con il passare del tempo la necessità di riprodurre sempre con un maggiore dettaglio il comportamento reale di queste opere, ha permesso di sviluppare diverse teorie grazie alle quali le dighe erano considerate come un corpo deformabile. Oggi il grado di dettaglio con il quale possono condursi queste analisi permette non solo di considerare in modo sufficientemente rigoroso il loro comportamento dinamico, ma di tenere conto anche della loro interazione con la fondazione e con l'invaso. Quando ci si trova di fronte ad un problema di analisi sismica, ci si trova di fronte alla scelta del tipo di modello da adottare per l'analisi, a tal proposito si deve tenere conto del fatto che ogni metodo avrà dei pregi e dei difetti e nel complesso dei limiti, quindi la scelta va affrontata con la consapevolezza che il metodo selezionato sia quello migliore per la risoluzione del tipo di problema che si va a studiare e che i metodi più rigorosi richiedono un grado di definizione delle caratteristiche dell'input sismico e delle proprietà dei

materiali superiore rispetto a metodi più semplificati. Per adottare un modello complesso si deve essere in possesso di una grade quantità di informazioni che non sempre sono disponibili oppure è possibile ottenerle con la necessaria precisione. Generalmente la scelta del metodo si basa sul rischio sismico associato all'opera, seguendo il criterio che quanto maggiore è il rischio tanto più rigoroso dovrà essere il metodo adottato, oppure si può scegliere un metodo piuttosto che un altro in funzione dell'obiettivo dell'analisi, tenendo sempre presente che gli oneri di calcolo aumentano all'aumentare del grado di complessità dell'analisi.

6.2.1 Metodo pseudostatico

Questa metodologia è stata la prima ad essere proposta ed era principalmente interessata ad indagare la stabilità delle dighe in terra, considerando il terrapieno come un corpo rigido, indeformabile. Il metodo si basa sulle metodologie di calcolo usate per lo studio della stabilità dei pendii nel caso statico, aggiungendo il contributo dinamico dovuto al terremoto attraverso dei carichi inerziali. Applicando questo metodo si accetta che l'unico modo di giungere al collasso del pendio è l'insorgere di instabilità dovuta a meccanismi di scorrimento. In generale le ipotesi di base sono le seguenti:

- terreno rigido perfettamente plastico;
- rottura contemporanea in tutti i punti della superficie di scorrimento (fattore di sicurezza costante lungo la superficie di scorrimento);
- criteri di resistenza sulla superficie di scorrimento; in tensioni efficaci $\tau_f = c' + \sigma'_n \cdot \tan \varphi'$ (Mohr-Coulomb), in tensioni totali $\tau_f = C_u$ (Tresca);
- azione sismica rappresentata da una forza di inerzia statica equivalente, proporzionale al peso W della massa di terreno potenzialmente instabile, con K_H e K_V costanti nel tempo.

Le forze inerziali sono di solito espresse dal peso del terreno moltiplicato per un coefficiente sismico $k = a_H/g$, definito come il rapporto tra l'accelerazione sismica e l'accelerazione di gravità. Al raggiungimento del valore critico tale coefficiente prende il nome di coefficiente sismico critico ed è rappresentato come K_y .

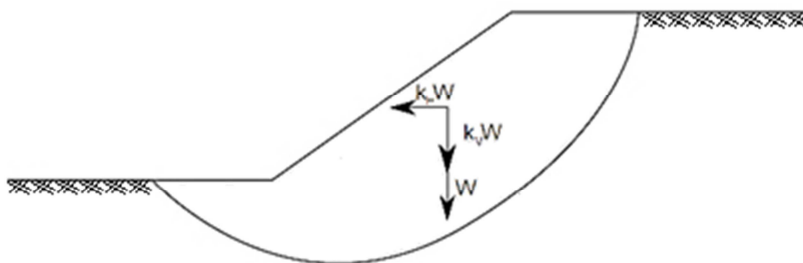


Figura 6.8 - Illustrazione del metodo di analisi pseudostatica in cui vengono aggiunte le forze inerziali supplementari K_H e K_V per definire i carichi dovuti all'evento sismico

Le equazioni (6.3) e (6.4) permettono di calcolare le forze di inerzia orizzontale F_H e verticale F_V :

$$F_H = \frac{a_H \cdot W}{g} = K_H \cdot W \quad (6.3)$$

$$F_V = \frac{a_V \cdot W}{g} = K_V \cdot W \quad (6.4)$$

dove: a_H e a_V sono le accelerazioni orizzontali e verticali, mentre K_H e K_V rappresentano i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

L'obiettivo di queste analisi è quello di ricavare un fattore di sicurezza F_S essendo note la geometria del corpo diga e il terremoto, quindi le accelerazioni, oppure ricavare il valore critico dell'accelerazione, assumendo un fattore di sicurezza pari ad uno ed una specifica geometria della diga.

Il metodo pseudoetico è stato utilizzato da diversi studiosi come base per le loro analisi, in uno di questi Sarma (1973, 1975) ha sviluppato un metodo capace di valutare l'accelerazione critica dovuta ad un terremoto necessaria per portare una massa di terreno ad uno stato di equilibrio limite. Il metodo pseudostatico ha però dei limiti, come esposto da Seed (1973), si basa su alcune ipotesi irrealistiche, come per esempio il non tenere conto della variazione delle proprietà dei materiali durante l'evento sismico e il considerare il terreno come un materiale perfettamente plastico. Un altro aspetto limitante sta nel fatto che la stabilità viene valutata attraverso procedure di calcolo utilizzate per problemi statici, nei quali la componente dinamica viene rappresentata dalla semplice aggiunta di un'ulteriore forza d'inerzia unidirezionale, ignorando pertanto la risposta dinamica della diga e i fenomeni di risonanza associati all'eccitazione. Un inconveniente fondamentale di questo metodo è l'ipotesi che si verifichi il collasso quando il fattore di sicurezza diventa inferiore a uno, cioè quando l'accelerazione reale è maggiore di quella critica, in realtà il valore del fattore di sicurezza cambia rapidamente nel tempo e può scendere al di sotto di questo valore per una durata molto breve, spesso non sufficiente a causare uno scorrimento.

6.2.2 Metodo Sliding block o del blocco scorrevole

Questo metodo pur basandosi sull'ipotesi semplificativa, non sempre vera, assunta dal metodo pseudostatico di considerare l'avvenuto collasso dell'opera quando il fattore di sicurezza diventa minore di uno, è stato utilizzato nel corso degli anni per valutare gli spostamenti permanenti indotti ai paramenti del corpo diga dal terremoto, in quanto come esposto da Terzaghi (1950), in questa situazione pur non raggiungendo il collasso si sviluppano degli spostamenti irreversibili. Questo aspetto è stato indagato da diversi studiosi, Seed (1967), Ambraseys & Sarma (1967) e Ambraseys (1959, 1960b, 1962), ma il metodo maggiormente usato è quello proposto da Newmark (1965).

Questo metodo noto anche come metodo di analisi alla Newmark è basato sull'ipotesi che la massa si comporti come un blocco rigido scorrevole e che la resistenza al taglio sia assunta

costante. Quando la forza inerziale indotta dal terremoto raggiunge valori tali che le forze destabilizzanti (statiche e dinamiche) superano la resistenza di attrito il blocco inizia a scorrere. I primi spostamenti si verificano quando l'accelerazione indotta supera il valore di soglia definito dall'accelerazione critica $a_y = K_y \cdot g$, cioè l'accelerazione che determina un fattore di sicurezza unitario.

Gli spostamenti irreversibili vengono calcolati mediante la doppia integrazione dell'accelerazione quando questa supera quella critica, integrando la storia temporale di accelerazione rispetto al tempo si ottiene la storia temporale della velocità (6.5), e integrando nuovamente nel tempo si ottiene la storia temporale dello spostamento (6.6). La somma degli spostamenti parziali permette quindi di ricavare lo spostamento totale finale dell'elemento.

$$\dot{u} = \int_0^t (a - a_y)(t) dt \quad \forall a - a_y > 0 \quad (6.5)$$

$$u = \int_0^t \int_0^t (a - a_y)(t) dt \quad \forall a - a_y > 0 \quad (6.6)$$

Il calcolo degli spostamenti permanenti è influenzato dalla durata, dall'ampiezza e dal contenuto in frequenza delle accelerazioni. Uno dei principali inconvenienti del metodo di Newmark è che a causa della assunzione della massa come rigida, l'accelerazione indotta dal movimento sismico risulta la stessa in ogni punto della diga, cioè coincide con l'accelerazione alla base. In realtà come è stato osservato in precedenza, le dighe sono corpi flessibili e il moto sismico produce diverse forze inerziali al suo interno, in funzione sia delle caratteristiche dell'input sismico (durata, ampiezza, contenuto in frequenza) sia della rigidità del materiale. In queste condizioni, assumendo il blocco come rigido si giunge ad una sovrastima degli spostamenti irreversibili indotti dal movimento sismico.

Nel corso degli anni molti altri autori si sono interessati allo studio degli spostamenti indotti dal sisma, mettendoli in relazione a vari fattori, si possono citare gli studi di Seed & Martin (1966), Sarma (1975) e Yegian et Al. (1991), Makdisi & Seed (1978) e Ambraseys & Menu (1988), Hynes-Griffin & Franklin (1984), Chopra & Zhang (1991) e Rathje & Bray (1999), Bray e Travarasrou (2007).

Tutti questi metodi di analisi pur rappresentando un'evoluzione del metodo pseudostatico, e nonostante i miglioramenti apportati da diversi autori nel corso degli anni mantengono alcune limitazioni, infatti si ipotizza che gli spostamenti si verifichino solo quando l'accelerazione indotta dal sisma supera l'accelerazione critica $a_H > a_y$, determinando l'instabilità del versante, inoltre forniscono spostamenti orizzontali complessivi che non tengono conto di quanto accade sulle superfici libere o della flessibilità del corpo diga. Per questi motivi il metodo Sliding blok può essere utilizzato per una valutazione preliminare della sicurezza delle dighe e nei casi con un limitato comportamento non lineare del materiale.

6.2.3 Metodo shear beam

I metodi visti in precedenza risultano eccessivamente semplificati per intraprendere uno studio completo sul comportamento dinamico di una diga in terra soggetta ad un'azione sismica, che necessita di metodologie più complesse capaci di considerare il comportamento dinamico del materiale e gli effetti dinamici dovuti al terremoto.

Uno dei primi tentativi di considerare questi effetti è stato proposto tramite l'approccio shear beam (Figura 6.9).

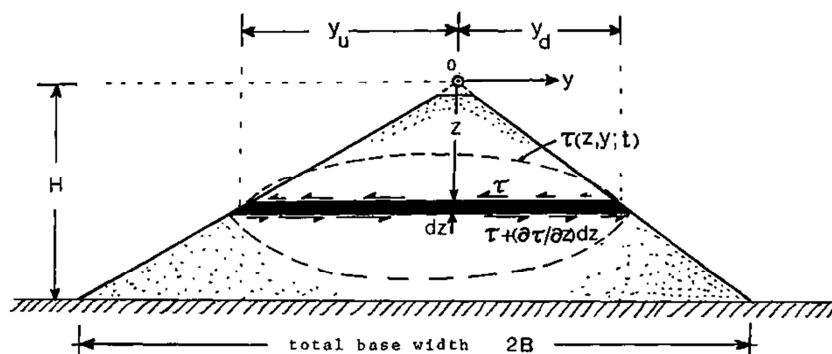


Figura 6.9 – Rappresentazione dell'approccio shear beam per un'analisi sismica bidimensionale di una diga (da Gazetas, 1987)

Le origini di questo metodo come affermato da Gazetas (1987), sono attribuibili a Mononobe et Al. (1936), che aveva già introdotto nel 1930 il modello shear beam monodimensionale per dighe in terra. Successivamente Hatanaka (1952, 1955) estese il metodo eseguendo analisi shear beam bidimensionali considerando canyon di forma rettangolare e Ambraseys (1960a, b) considerò dighe di forma trapezoidale e canyon rettangolari con sottostanti strati elastici.

Lo sviluppo del metodo è proseguito attraverso molti altri studi come quelli di Abdel-Ghaffar & Koh (1981) e Gazetas (1981a) per modelli bidimensionali soggetti a vibrazioni longitudinali e Gazetas (1981b) nel caso di vibrazioni verticali.

Il metodo originario proposto da Mononobe et Al. (1936), Hatanaka (1952, 1955) e Ambraseys, (1960a) si fonda sulle seguenti ipotesi semplificative:

- la diga si deforma semplicemente a taglio e produce solo spostamenti orizzontali, ignorando le deformazioni flessionali;
- gli spostamenti, le forze di taglio e le tensioni sono distribuite uniformemente lungo piani orizzontali che attraversano il corpo della diga;
- la diga è costituita da un materiale omogeneo che si comporta come un solido viscoelastico lineare ed è descritta da un modulo di taglio costante, dallo smorzamento, e dalla densità di massa;
- la diga è o infinitamente lunga o incorporata in un canyon rettangolare, collegata rigidamente alla base e sottoposta ad un movimento laterale sincrono.

Successivamente il metodo è stato ampliato in modo da considerare la disomogeneità del terreno costituente il corpo diga o gli effetti tridimensionali per le dighe costruite in canyon molto stretti. Pur tenendo presenti tutti i miglioramenti apportati al metodo durante il corso

degli anni, l'approccio shear beam rimane influenzato da alcuni limiti, infatti non tiene conto del complesso comportamento non lineare del terreno e inoltre le ipotesi semplificative come la schematizzazione geometrica della diga, il comportamento semplificato del materiale, la propagazione monodimensionale delle onde sismiche, l'estrema semplificazione della distribuzione delle sollecitazioni all'interno del corpo diga, possono risultare in alcuni casi eccessivamente restrittive. Negli corso degli anni ulteriori sviluppi hanno tentato di migliorare questo metodo tenendo conto del comportamento non-lineare del materiale o studiando geometrie più complesse.

Lo sviluppo di nuove capacità di calcolo ha portato alla nascita di nuovi modelli dinamici come l'approccio lineare equivalente e l'approccio non lineare.

Parlando dell'approccio lineare equivalente si può citare lo studio di Idriss et Al. (1983), in cui l'analisi viene eseguita in modo iterativo. Si utilizzano i risultati di test di laboratorio attraverso la variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D in funzione dell'ampiezza della deformazioni di taglio γ . Si assumono inizialmente dei valori di G/G_0 e D e si conduce un'analisi lineare, in ogni nuovo calcolo si utilizzano valori di G/G_0 e D compatibili con i livelli di deformazione di taglio calcolata nel passaggio precedente. La selezione dei parametri G/G_0 e D da utilizzare in ogni iterazione viene valutata attraverso la stima di un'ampiezza equivalente pari a $2/3$ della tensione di taglio massima ricavata nel passaggio precedente.

Anche questo metodo è però soggetto da alcune limitazioni, è stato osservato che per eventi sismici di media e forte intensità la risposta calcolata si può ritenere accettabile, mentre per eventi molto forti si può incorrere in risultati che sovrastimano o addirittura sottovalutano la reale risposta, l'analisi lineare comporta all'avanzare del numero di iterazioni la tendenza a far sviluppare fenomeni di risonanza fittizi che possono sovrastimare la risposta finale e infine, data l'ipotesi di elasticità sulla quale si basa il metodo, non è possibile valutare deformazioni o spostamenti permanenti. Quando si vuole valutare lo spostamento permanente si ha la necessità di utilizzare procedure separate, ad esempio utilizzando il metodo di Newmark, o un'analisi di ridistribuzione. Questa metodologia è stata nel tempo utilizzata per la valutazione della risposta sismica locale di alcuni siti, ed è stata implementata in numerosi codici di calcolo monodimensionali e bidimensionali.

Per un'analisi prestazionale completa di una diga possono essere utilizzati i metodi non lineari che appaio più indicati rispetto ai precedenti. Il metodo non lineare semplificato proposto da Gazetas (1987) ha cercato di eliminare i principali limiti del modello lineare equivalente: la definizione arbitraria dell'ampiezza equivalente della deformazione di taglio e l'effetto di risonanza fittizio. I parametri G/G_0 e D possono essere aggiornati in vari intervalli di tempo e non per un singolo valore, in modo da essere coerenti con i valori degli scarti quadratici medi della deformazione di taglio durante lo stesso intervallo, così facendo lo schema lineare equivalente si aggiorna gradualmente.

L'approximate 2D nonlinear effective stress analysis (Finn, 1988), è un altro metodo non lineare che estende il modello iperbolico monodimensionale di Masing e tiene conto del comportamento bidimensionale anelastico del terreno. Inoltre valuta le pressioni idrostatiche

transitorie e residue che sorgono a causa di deformazioni plastiche, attraverso il modello monodimensionale proposto da Martin et Al. (1975), (molto utilizzato per analizzare fenomeni di amplificazione e di liquefazione) e i fenomeni di consolidazione causati degli sforzi di taglio. Questo metodo sembra in grado di valutare tutte le più importanti caratteristiche della risposta sismica con ottima precisione e secondo quanto esposto da Finn, (Finn, 1988), ad un costo computazionale ridotto confrontato con modelli più rigorosi basati sulla plasticità.

I metodi non lineari hanno quindi la capacità di tenere presenti molteplici aspetti riguardanti il comportamento dinamico dei terreni soggetti a eventi sismici, ma il grado di accuratezza con la quale si può giungere ai risultati dipende dalla precisione con la quale possono essere stabilite le caratteristiche dei materiali e dell'input sismico. Un modello non lineare per avere una elevata affidabilità deve quindi basarsi sulla conoscenza di una grande quantità di parametri che risultano molto spesso difficili da ricavare, per questo motivo pur rappresentando un modello molto valido e certamente più accurato di quelli lineari equivalenti, il cui utilizzo è in costante aumento, la sua applicazione risulta generalmente ancora limitata nell'ambito dell'ingegneria geotecnica sismica.

6.2.4 Metodo degli elementi finiti

I metodi shear beam hanno sicuramente rappresentato una notevole evoluzione rispetto ai metodi pseudostatici, ma anche nelle loro versioni più evolute rimangono affetti da alcune limitazioni, che spesso risiedono nelle ipotesi di base.

Per lo studio di problemi più complessi si deve quindi fare riferimento ad altri tipi di approcci, capaci di rappresentare al meglio il comportamento dinamico dei terreni attraverso processi di calcolo estremamente dettagliati ed elaborati.

I migliori metodi ad oggi applicabili sono quelli alle differenze finite (FDM) e agli elementi finiti (FEM), che oltre a superare le limitazioni dei metodi più semplici sono in continua evoluzione essendo strettamente legati agli sviluppi tecnologici in campo informatico oltre che ingegneristico.

Quando si studia un problema dinamico le forze inerziali sono dipendenti dal tempo, inoltre volendo valutare la resistenza agli spostamenti delle strutture si deve tenere presente che le forze possono essere funzione degli spostamenti stessi o delle velocità, di conseguenza le equazioni che governano il moto del sistema sono equazioni differenziali alle derivate parziali, generalmente non lineari, le cui soluzioni matematiche sono difficilmente ricavabili. A complicare le analisi ci sono anche tutte quelle informazioni utili a rappresentare le complesse proprietà dei materiali, le condizioni di carico e le condizioni al contorno. Appare evidente che risolvere problemi strutturati in questo modo può risultare estremamente difficile, per ovviare a queste difficoltà si cerca di inserire delle ipotesi semplificative e delle schematizzazioni capaci di rendere il problema più semplice da un punto di vista matematico, ma in grado di fornire delle soluzioni, che pur approssimative, siano soddisfacenti dal punto di vista della sicurezza. L'elaborazione di un problema agli elementi finiti vede come primo

passo l'idealizzazione del sistema fisico reale, cioè la complessità del sistema originale viene semplificata attraverso delle ipotesi o delle schematizzazioni che si traducono in un sistema di equazioni che vanno a definire il modello matematico, le quali una volta risolte restituiscono la soluzione del problema.

Il primo metodo di analisi numerica ad essere sviluppato è stato il Metodo delle Differenze Finite, ovvero FDM (Finite Differences Method). Questo metodo lascia inalterato il modello fisico e discretizza le equazioni differenziali del problema. Si tratta di un metodo valido che riesce a gestire problemi molto complessi, il suo limite sta nel fatto che quando subentrano geometrie complesse o particolari condizioni al contorno diventa di difficile applicazione, quindi per questi tipi di studi risulta necessario ricorrere ad altri metodi, come quello degli elementi finiti.

Il Metodo degli Elementi Finiti, ovvero FEM (Finite Element Method), è il metodo più usato al giorno d'oggi, si è sviluppato tra fine del 1950 e primi anni sessanta riscuotendo un grande successo e venendo ampiamente utilizzato nello studio della risposta dinamica delle dighe in terra (Clough & Chopra, 1966; Chopra, 1967a; Chopra et Al., 1960). Questo metodo permette di discretizzare il continuo, che possiede infiniti gradi di libertà, con un insieme di elementi di dimensioni finite tra loro interconnessi in punti predefiniti, detti “nodi”. I valori delle incognite, spostamenti e pressioni neutre, sono calcolati nei vari nodi e vengono ricavati in un qualsiasi altro punto del dominio attraverso funzioni di interpolazione (Potts & Zdravković, 1999).

Il metodo dinamico degli elementi finiti risolve l'equazione del moto (6.7) dell'equilibrio dinamico nel tempo.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (6.7)$$

dove: $[M]$, $[C]$ e $[K]$ sono le matrici rispettivamente della massa, dello smorzamento e della rigidità, riferite ai nodi della maglia, mentre $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, $\{u\}$ e $\{P(t)\}$ sono rispettivamente i vettori: accelerazione, velocità, spostamento e del carico esterno. La matrice di rigidità $[K]$ contiene informazioni riguardo il comportamento costitutivo dei materiali (Potts & Zdravković, 1999).

L'analisi dinamica agli elementi finiti prevede una discretizzazione del problema nello spazio, attraverso la creazione di una maglia “mesh” che identifica una serie di regioni spaziali, e nel tempo secondo la storia di carico relativa la problema in esame. Successivamente devono essere assegnate delle adeguate condizioni al contorno in termini deformativi e idraulici, e degli adeguati modelli costitutivi avanzati da applicare alle diverse regioni e per diversi periodi temporali. La storia temporale dell'accelerazione (accelerogramma), viene applicata generalmente sul punto della mesh posto alla base del modello.

I vantaggi di questo metodo rispetto ai precedenti possono essere così riassunti:

- la capacità di gestire geometrie complesse;
- la capacità di simulare i complessi comportamenti dei materiali;

- la capacità di tenere conto della interazione tra scheletro solido e fluido presente nei pori;
- la possibilità di simulare le pressioni idrodinamiche del serbatoio (modellazione delle acque del serbatoio);
- la possibilità di modellare più accuratamente l'intero sito introducendo condizioni al contorno avanzate, e nel caso di dighe all'occorrenza la modellazione di strutture quali sfioratori, gallerie di drenaggio, ecc.;
- la capacità di simulare la storia della struttura, come la costruzione per strati, l'arginamento delle acque, fenomeni di consolidamento ecc.

Infine va evidenziato che il metodo agli elementi finiti è in grado di soddisfare tre importanti obiettivi:

- può fornire una valutazione della stabilità della diga attraverso l'adozione di modelli costitutivi che tengano conto della plasticità del terreno;
- può fornire un risultato affidabile in termini di spostamenti permanenti del corpo diga attraverso una corretta simulazione del decadimento della rigidità e dei cedimenti plastici;
- può fornire una valutazione della risposta dinamica di tutto il corpo diga attraverso la formulazione dell'equazione di moto.

Nel corso degli anni molti autori hanno avuto modo di utilizzare questo metodo per lo studio dinamico delle dighe in terra, e di confrontarlo con il metodo *shear beam*, valutando i limiti di quest'ultimo, (Ambraseys 1960a), Chopra, (1966) e Clough & Chopra, (1966), Chopra (1967a). Successivamente è stato introdotto il concetto di comportamento lineare equivalente o comportamento elasto-plastico. L'approccio lineare equivalente (Schnabel et Al., 1970, Idriss et Al., 1973, Idriss & Sun, 1992) utilizza essenzialmente un valore costante del modulo di taglio G , e smorzamento D , compatibile con le tensioni di taglio indotte, secondo rapporti che ne descrivono la dipendenza dalla degradazione della rigidità e dalla variazione dello smorzamento (ad esempio Vucetic & Dobry, 1991). Nel corso degli anni molti altri autori hanno utilizzato il metodo lineare equivalente come Seed et Al. (1969) o Vrymoed (1981).

Il confronto tra analisi bidimensionali e tridimensionali è stato affrontato da Prevost et Al., (1985) ricavando piccole differenze e in seguito da Griffiths & Prevost (1988) che hanno concluso come i risultati ottenuti dalle analisi tridimensionali risultavano più affidabili di quelli ottenuti dalle analisi bidimensionali.

Con il progresso tecnologico e delle capacità di calcolo quest'ultimo metodo risulta oggi quello maggiormente utilizzato per valutare le prestazioni di dighe sia esistenti che in fase di progettazione, riuscendo a tenere conto non solo del complesso legame sforzo-deformazione del terreno, ma anche dell'interazione con l'acqua presente nelle cavità e della possibilità di giungere a fenomeni di liquefazione.

Capitolo VII

Caratteristiche dei materiali scelti per il corpo diga

7.1 Introduzione

La caratterizzazione dei materiali che andranno a costituire il corpo diga risulta di fondamentale importanza per la determinazione della sua risposta sismica, che tenderà a variare in funzione del tipo di materiale scelto a causa del diverso comportamento delle particelle di terreno soggette a carichi dinamici e ciclici.

Lo studio che si sta affrontando non riguarda una diga esiste della quale si conoscono a priori i materiali che la compongono e tantomeno la progettazione di una futura per la quale sono stati stabiliti i materiali da adoperare, ma si propone di analizzare la risposta sismica delle dighe in terra in funzione di vari parametri e quindi si dovrà tenere conto delle diverse tipologie di materiali adoperabili per la costruzione di queste opere. La selezione dei parametri necessari per la caratterizzazione dei terreni oggetto di studio è avvenuta analizzando i risultati provenienti da diversi studi sperimentali (eseguiti in laboratorio da numerosi studiosi nel corso degli anni) e diverse analisi svolte per determinare i parametri di interesse per la verifica o progettazione di dighe realmente costruite o da costruire.

Questo approccio ha permesso di ricavare un fuso di risultati, sia per quello che riguarda i materiali utilizzabili per i rinfranchi laterali (shell), sia per quelli adoperabili per la costruzione del nucleo centrale (core).

Per la determinazione delle curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 , e dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ , si è fatto riferimento a tre curve, ricavate attraverso le formule proposte da Yokota et Al. (1981), (discusse al § 5.3.2), di cui una prossima ai valori superiori, una a quelli medi ed una a quelli inferiori.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \gamma^\beta}$$

è la formula (5.15) proposta per descrivere il decadimento del modulo di taglio normalizzato G/G_0 in cui: G è il modulo di taglio, G_0 è il modulo di taglio iniziale, γ è la deformazione tangenziale espressa in percentuale, infine, α e β sono costanti dipendenti dal tipo di terreno.

La variazione inversa dello smorzamento rispetto al modulo di taglio normalizzato G/G_0 assume un andamento esponenziale espresso dalla relazione (5.16):

$$D = D_{max} \cdot e^{\lambda \cdot \left(\frac{G}{G_0}\right)}$$

in cui: D è lo smorzamento dipendente dalla deformazione, γ è la deformazione tangenziale e λ è una costante dipendente dal tipo di terreno.

I parametri α , β e λ sono stati ricavati in funzione dei risultati derivanti dalle prove di laboratorio selezionate.

Per la determinazione del modulo di rigidezza G si è invece proceduto attraverso l'interpolazione dei dati superiori, medi e inferiori, in modo da ricavare le curve di variazione della rigidezza in funzione delle tensioni efficaci.

Tutti gli altri parametri sono stati espressi mediando i vari risultati di laboratorio ottenuti. Per tutti i valori selezionati si è sempre fatto riferimento a tutti quelli riconducibili a materiali effettivamente utilizzabili nella costruzione delle dighe in terra, trascurando gli altri.

Di seguito verranno mostrati i vari procedimenti adottati, i valori selezionati e infine i risultati della selezione.

7.2 Definizione dei materiali costituenti i rinfianchi o shell

Per quanto riguarda la determinazione delle curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali costituenti lo shell, sono stati selezionati i valori ricavati dagli studi di: Seed et Al. (1986), Vucetic & Dobry (1991), Gazetas & Dakoulas (1992), Rollins et Al. (1998), Mu-Kwang et Al. (2011), Aghaei Araei et Al. (2011), Albano et Al. (2012a), visibili nel grafico 7.1:

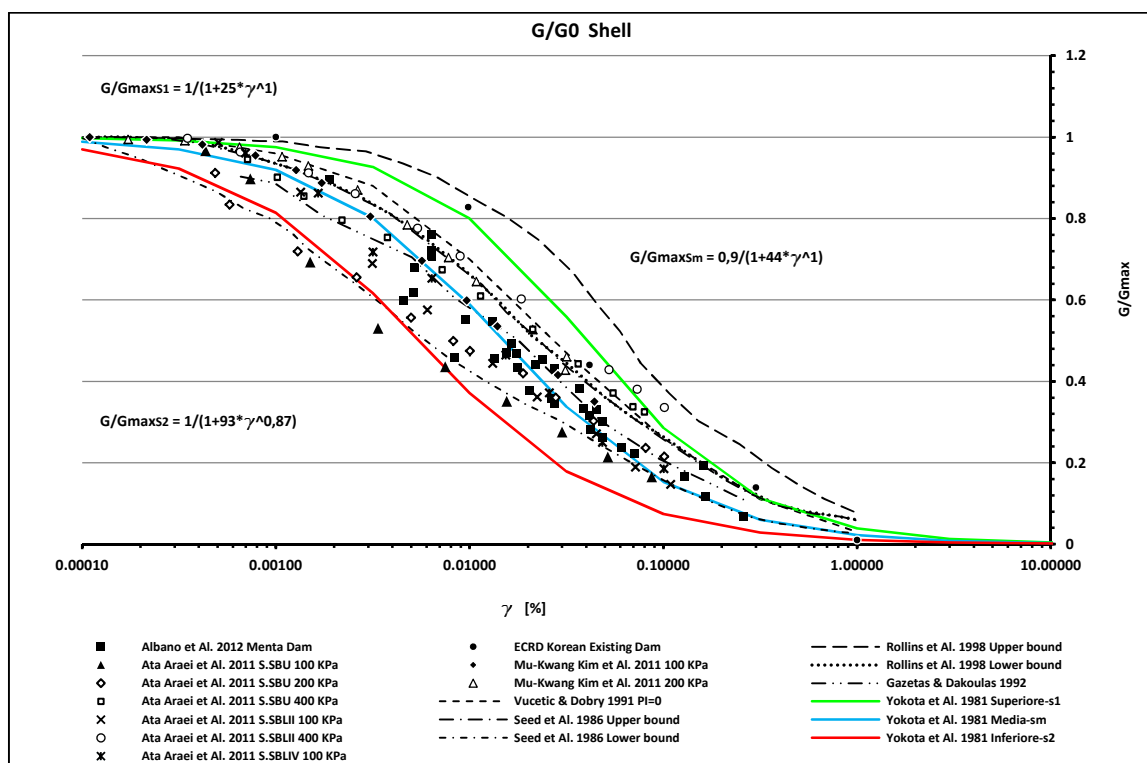


Grafico 7.1 - Legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali selezionati per lo shell

Il grafico 7.1, permette di visualizzare le leggi di variazione G/G_0 ricavate attraverso l'espressione (5.15) proposta da Yokota et Al. (1981), in verde la curva superiore nominata

“Superiore-s1”, in celeste la curava media “Media-sm”, in rosso la curva inferiore “Inferiore-s2”, definite dalle seguenti equazioni:

- per la curva superiore: $\frac{G}{G_{0s1}} = \frac{1}{1+25 \cdot \gamma}$, con $\alpha = 25$ e $\beta = 1$;
- per la curva media: $\frac{G}{G_{0sm}} = \frac{1}{1+93 \cdot \gamma^{0.87}}$, con $\alpha = 44$ e $\beta = 0,9$;
- per la curva inferiore: $\frac{G}{G_{0s2}} = \frac{1}{1+44 \cdot \gamma^{0.9}}$, con $\alpha = 93$ e $\beta = 0,87$;

La legge di variazione dello smorzamento D è stata ottenuta selezionando i valori ricavati dagli studi di: Seed et Al. (1986), Gazetas & Dakoulas (1992), Rollins et Al. (1998), Mu-Kwang et Al. (2011), Aghaei Araei et Al. (2011), Albano et Al. (2012a), visibili nel grafico 7.2:

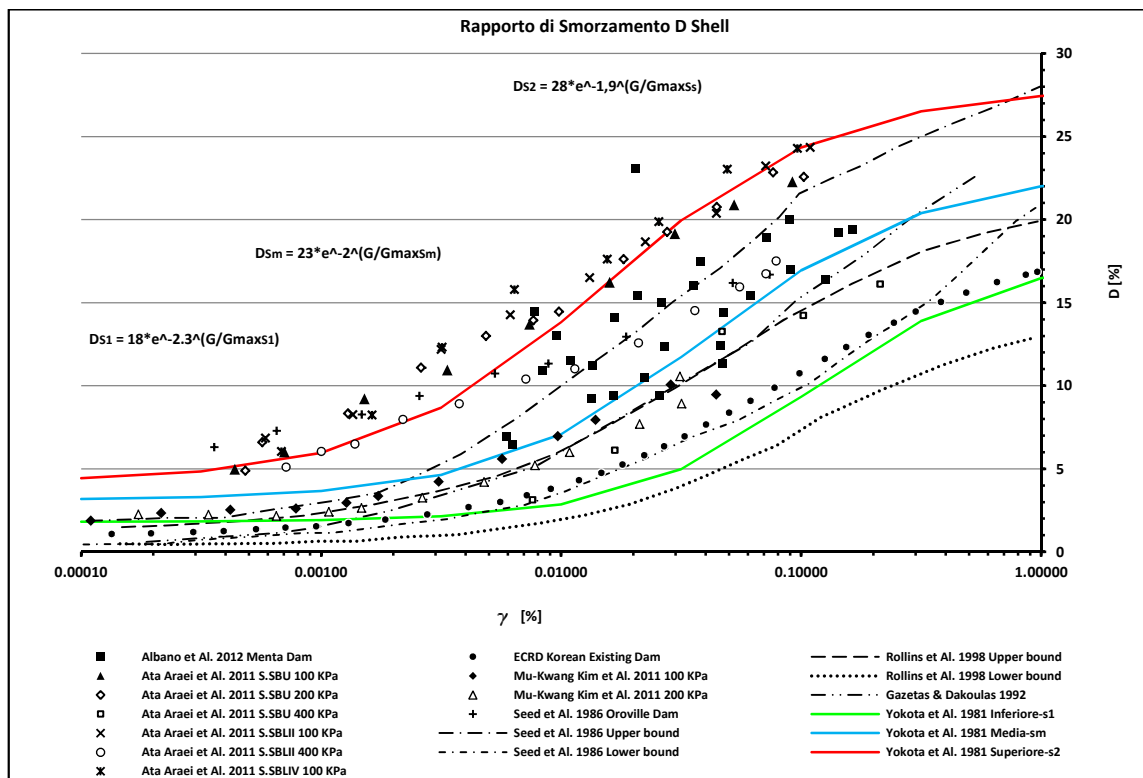


Grafico 7.2 - Legge di variazione dello smorzamento D con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali selezionati per lo shell

Il grafico 7.2, permette di visualizzare le leggi di variazione di D ricavate attraverso l'espressione (5.16) proposta da Yokota et Al. (1981), in verde la curva inferiore chiamata “Inferiore-s1”, in celeste la curava media “Media-sm”, in rosso la curva superiore “Superiore-s2”, definite dalle seguenti equazioni:

- per la curva superiore: $D_{s2} = 28 \cdot e^{-1,9 \cdot \left(\frac{G}{G_{0s2}}\right)}$, con $D_{max} = 28$ e $\lambda = -1,9$;
- per la curva media: $D_{sm} = 23 \cdot e^{-2 \cdot \left(\frac{G}{G_{0sm}}\right)}$, con $D_{max} = 23$ e $\lambda = -2$;
- per la curva inferiore: $D_{s1} = 18 \cdot e^{-2,3 \cdot \left(\frac{G}{G_{0s1}}\right)}$, con $D_{max} = 18$ e $\lambda = -2,3$.

La legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m è stata ricavata tramite l'interpolazione dei valori superiori, medi ed inferiori,

selezionati dagli studi di: Seed & Idriss (1970), Mu-Kwang et Al. (2011), Aghaei Araei et Al. (2011), Albano et Al. (2012a), Andrianopoulos et Al. (2013), visibili nel grafico 7.3:

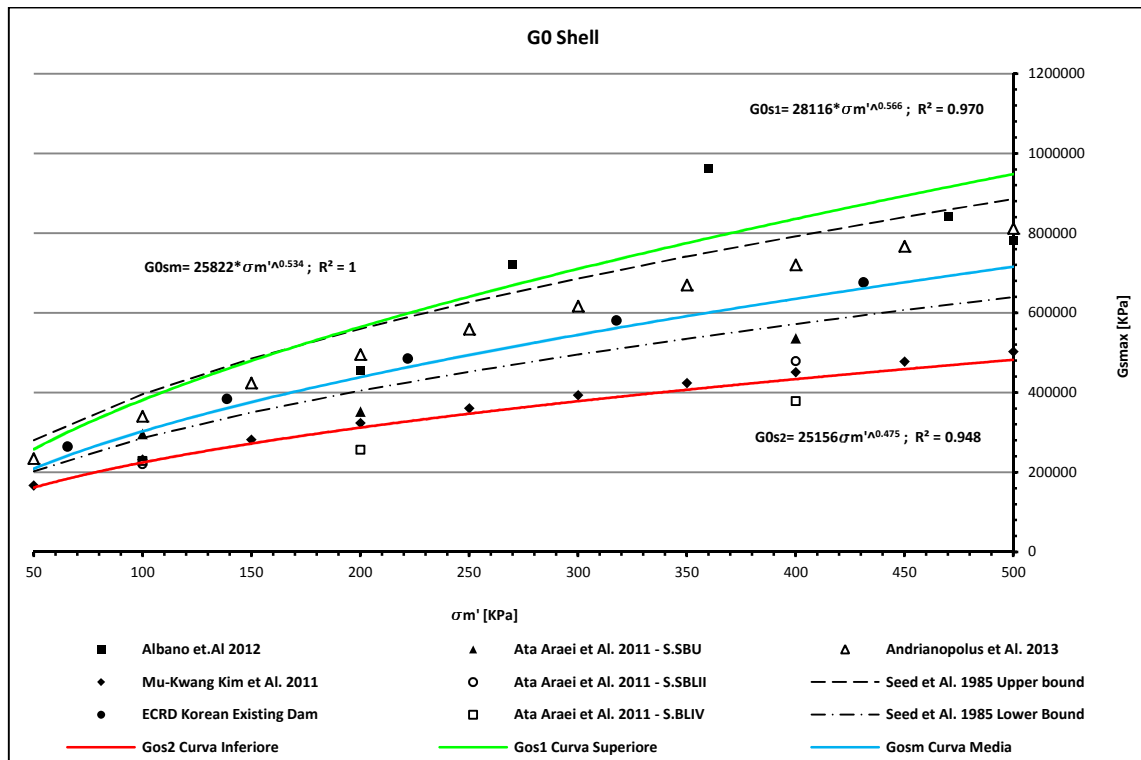


Grafico 7.3 - Legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , per i materiali selezionati per lo Shell

Il grafico 7.3 mostra le tre curve d'interpolazione ricavate e rispettivamente, in verde la curva superiore " G_{0s1} Curva Superiore", in celeste la curva media " G_{0sm} Curva Media", in rosso la curva inferiore " G_{0s2} Curva Inferiore", identificate dalla seguente equazione:

$$G_{0si} = x \cdot \sigma'_m{}^y \quad (7.1)$$

dove x e y sono i paramenti utili a ricavare la curva interpolazione.

Applicando l'equazione (7.1), ai tre casi sopracitati si ottiene:

- per la curva superiore: $G_{0s1} = 28116 \cdot \sigma'_m{}^{0,566}$, con $x = 28116$ e $y = 0,566$;
- per la curva media: $G_{0sm} = 25356 \cdot \sigma'_m{}^{0,537}$, con $x = 25356$ e $y = 0,537$;
- per la curva inferiore: $G_{0s2} = 25156 \cdot \sigma'_m{}^{0,475}$, con $x = 25156$ e $\lambda = 0,475$.

Per completare la caratterizzazione dei materiali costituenti lo shell, facendo riferimento agli studi di: Woodward & Griffiths (1996), Murat & Niyazi (1996), Yuzhen et Al. (2005), Aghaei Araei et Al. (2011), Mu-Kwang et Al. (2011), Albano et Al. (2012a), Lanzo et Al. (2015), sono stati ricavati i seguenti parametri: peso specifico $\gamma = 22 \text{ KN}/\text{m}^3$; coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$; coesione $c' = 10 \text{ KPa}$; Angolo di attrito $\varphi' = 40^\circ$; coefficiente di conducibilità idraulica $K = 2 \times 10^{-6}$.

Oltre agli studi degli autori precedentemente citati, sono stati utilizzati anche dati di laboratorio riguardanti prove su provini di terreni, derivanti da rapporti interni non pubblicati.

7.3 Definizione dei materiali costituenti il nucleo centrale o core

Come per lo shell anche per il core la determinazione delle curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con l'ampiezza della deformazione γ , è stata ricavata attraverso la selezione dei valori ottenuti dagli studi di diversi autori: Vucetic & Dobry (1991), Amorosi & Elia (2008), Rampello et Al. (2009), Bilotta et Al. (2009), Mu-Kwang et Al. (2011), Aliberti et Al. (2015), visibili nel grafico 7.4:

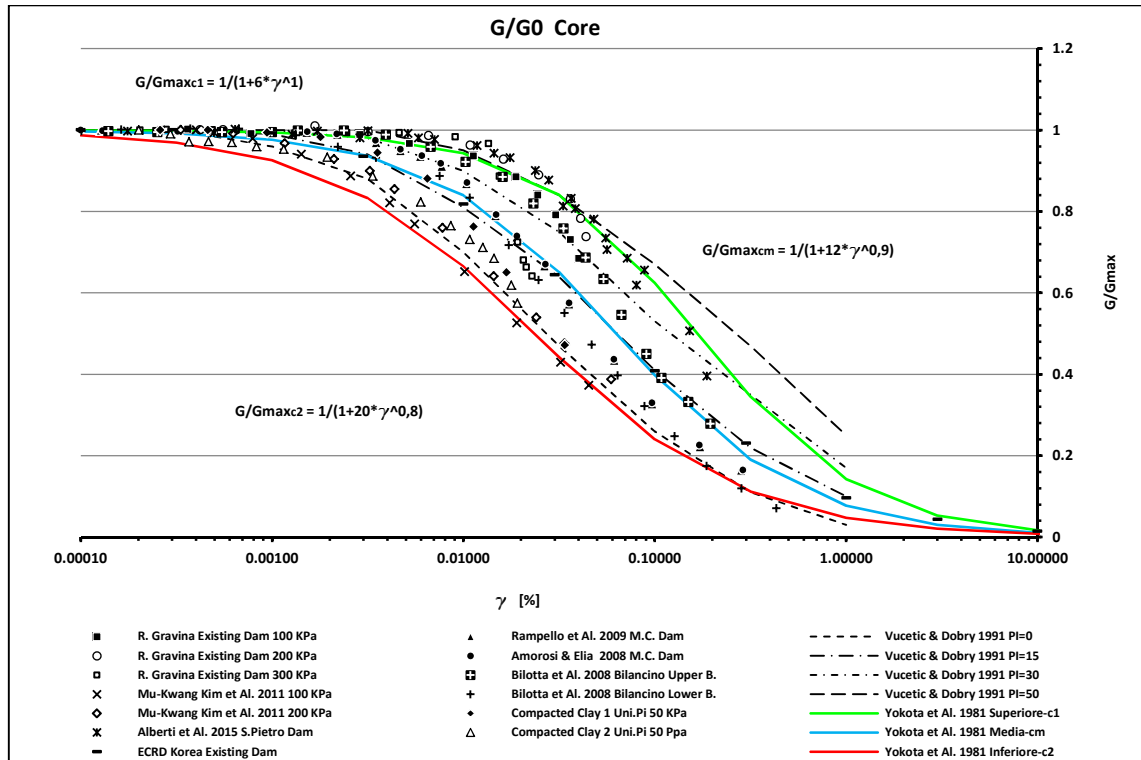


Grafico 7.4 - Legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali selezionati per il core

Il grafico 7.4 mostra le leggi di variazione G/G_0 ricavate attraverso l'espressione (5.15) proposta da Yokota et Al. (1981), in verde la curva superiore nominata "Superiore-c1", in celeste la curava media "Media-cm", in rosso la curva inferiore "Inferiore-c2", definite dalle equazioni:

- per la curva superiore: $\frac{G}{G_{0c1}} = \frac{1}{1+6 \cdot \gamma}$, con $\alpha = 6$ e $\beta = 1$;
- per la curva media: $\frac{G}{G_{0cm}} = \frac{1}{1+12 \cdot \gamma^{0,9}}$, con $\alpha = 12$ e $\beta = 0,9$;
- per la curva inferiore: $\frac{G}{G_{0c2}} = \frac{1}{1+20 \cdot \gamma^{0,8}}$, con $\alpha = 20$ e $\beta = 0,8$.

La legge di variazione dello smorzamento D è stata ricavata dalla selezione dei valori ottenuti dagli studi di: Vucetic & Dobry (1991), Amorosi & Elia (2008), Mu-Kwang et Al. (2011), visibili nel grafico 7.5:

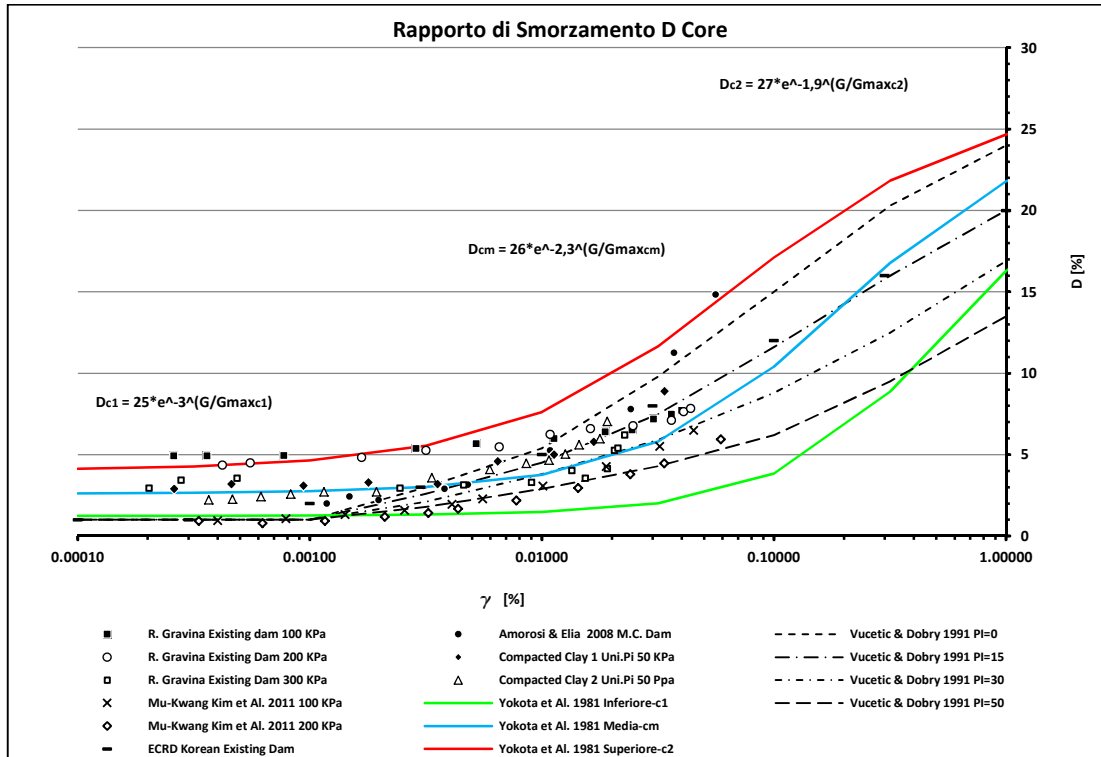


Grafico 7.5 - Legge di variazione dello smorzamento D con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali selezionati per il Core

Come in precedenza anche il grafico 7.5, permette di visualizzare le leggi di variazione di D ricavate attraverso l'espressione (5.16) proposta da Yokota et Al. (1981), in verde la curva inferiore chiamata "Inferiore- c1", in celeste la curava media "Media-cm", in rosso la curva superiore "Superiore-c2", definite dalle equazioni:

- per la curva superiore: $D_{c2} = 27 \cdot e^{-1,9 \cdot \left(\frac{G}{G_{oc2}}\right)}$, con $D_{max} = 27$ e $\lambda = -1,9$;
- per la curva media: $D_{cm} = 26 \cdot e^{-2,3 \cdot \left(\frac{G}{G_{ocm}}\right)}$, con $D_{max} = 26$ e $\lambda = -2,3$;
- per la curva inferiore: $D_{c1} = 25 \cdot e^{-3 \cdot \left(\frac{G}{G_{oc1}}\right)}$, con $D_{max} = 25$ e $\lambda = -3$.

La legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m è stata ricavata tramite l'interpolazione dei dati superiori, medi e inferiori, sezionati dagli studi di: Hardin (1978), Amorosi & Elia (2008), Rampello et Al. (2008), Mu-Kwang et Al. (2011), Andrianopoulos et Al. (2013), Lanzo et Al. (2015), Aliberti et Al. (2015), visibili nel grafico 7.6:

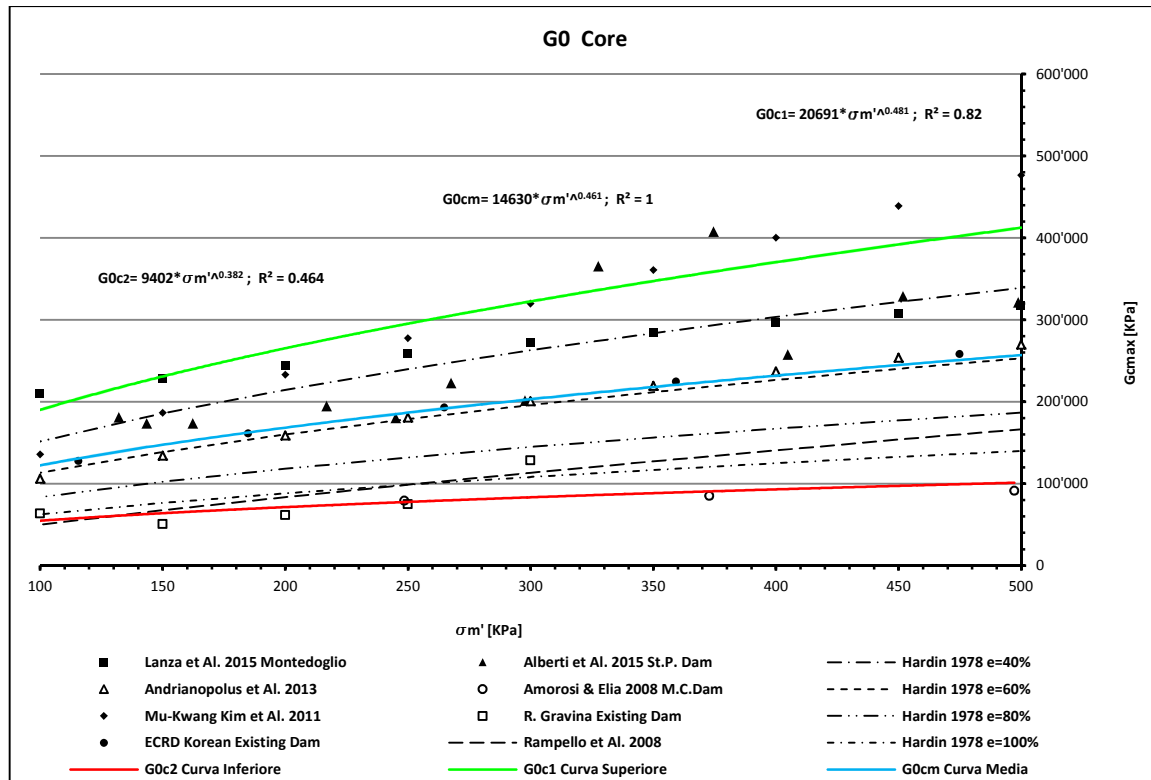


Grafico 7.6 - Legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , per i materiali selezionati per il Core

Il grafico 7.6 mostra le tre curve interpolazione ricavate e rispettivamente, in verde la curva “ G_{0s1} Curva Superiore”, in celeste la curva media “ G_{0sm} Curva Media”, in rosso la curva inferiore “ G_{0s2} Curva Inferiore”, applicando l’equazione (7.1):

- per la curva superiore: $G_{0c1} = 20691 \cdot \sigma'_m^{0,481}$, con $x = 20691$ e $y = 0,481$;
- per la curva media: $G_{0cm} = 14630 \cdot \sigma'_m^{0,461}$, con $x = 14630$ e $y = 0,461$;
- per la curva inferiore: $G_{0c2} = 9402 \cdot \sigma'_m^{0,382}$, con $x = 9402$ e $\lambda = 0,382$.

Per completare la caratterizzazione dei materiali costituenti il core, facendo riferimento agli studi di: Woodward & Griffiths (1996), Murat & Niyazi (1996), Cascone & Rampello (2003), Yuzhen et Al. (2005), Chunhsien Wu et al. (2009), Bilotta et Al. (2010), Mu-Kwang et Al. (2011), Lanza et Al. (2015), sono stati ricavati i seguenti parametri: peso specifico $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; coefficiente di Poisson $\nu = 0,4$; coesione $c' = 30 \text{ KPa}$; Angolo di attrito $\varphi' = 25^\circ$; Coefficiente di conducibilità idraulica $K = 2 \times 10^{-10}$.

Anche in questo caso oltre agli studi degli autori precedentemente citati, sono stati utilizzati dati di laboratorio riguardanti prove su provini di terreni derivanti da rapporti interni non pubblicati.

7.4 Combinazioni tra i materiali selezionate per le analisi

Tenendo presente che il comportamento simico di una diga è influenzato dalla tipologia dei materiali usati per lo shell e il core, si è scelto di fare variare la rigidezza e di conseguenza il valore dello smorzamento, oltre che il valore del modulo di taglio G_0 , in modo da poter analizzare la risposta sismica delle dighe in terra per tutte le combinazioni possibili. Tenendo presente che ad ogni curva G/G_0 è associata una curva D , e variando i valori di G_0 , sono state individuate sedici combinazioni (tabella 7.1). Per stabilire l'influenza dei singoli parametri, sono state combinate le curve di G/G_0 e D mantenendone invariata una e virando l'altra, utilizzando le curve superiori, inferiori e quelle medie (tabella 7.2). Infine per analizzare l'influenza della geometria e dell'applicazione combinata delle componenti orizzontali e verticali dell'input sismico, sono state usate le combinazioni ricavate selezionando le curve medie relative ai materiali del core e dello shell (tabella 7.3).

Tabella 7.1 – Casi di studio selezionati per lo studio dell'influenza delle caratteristiche dinamiche dei terreni sulla risposta sismica delle dighe in terra

Tipo	Caratteristiche Materiali Shell			Caratteristiche Materiali Core		
	G_{0s1}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c1}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_1	G_{0s1}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c1}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_2	G_{0s1}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c1}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_3	G_{0s1}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c2}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_4	G_{0s1}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c2}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_5	G_{0s1}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c1}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_6	G_{0s1}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c1}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_7	G_{0s1}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c2}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_8	G_{0s1}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c2}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_9	G_{0s2}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c1}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_{10}	G_{0s2}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c1}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_{11}	G_{0s2}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c2}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_{12}	G_{0s2}	G/G_{0s1}	D_{s1}	G_{0c2}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_{13}	G_{0s2}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c1}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_{14}	G_{0s2}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c1}	G/G_{0c2}	D_{c2}
M_{15}	G_{0s2}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c2}	G/G_{0c1}	D_{c1}
M_{16}	G_{0s2}	G/G_{0s2}	D_{s2}	G_{0c2}	G/G_{0c2}	D_{c2}

Tabella 7.2 – Casi di studio selezionati per lo studio dell'influenza dei singoli parametri di rigidezza e smorzamento sulla risposta sismica delle dighe in terra

Tipo	Caratteristiche Materiali Shell			Caratteristiche Materiali Core		
	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{cm}
$MG_m D_m$	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{cm}
$MG_1 D_m$	G_{0sm}	G/G_{0s1}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0c1}	D_{cm}
$MG_2 D_m$	G_{0sm}	G/G_{0s2}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0c2}	D_{cm}
$MG_m D_1$	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{s1}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{c1}
$MG_m D_2$	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{s2}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{c2}

Tabella 7.3 – Caso di studio selezionato per lo studio dell'influenza della geometria e della combinazione delle componenti orizzontale e verticale dell'input sismico sulla risposta sismica delle dighe in terra

Tipo	Caratteristiche Materiali Shell			Caratteristiche Materiali Core		
	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{cm}
$MG_m D_m$	G_{0sm}	G/G_{0sm}	D_{sm}	G_{0cm}	G/G_{0cm}	D_{cm}

Capitolo VIII

Definizione dell'input sismico

8.1 Definizione dei più importanti parametri caratterizzanti il moto sismico

Come ampiamente osservato in precedenza i fenomeni sismici risultano assai complessi da studiare e riuscire a ricavare un singolo parametro in grado di descrivere accuratamente, nella totalità, tutte le caratteristiche del movimento del terreno, in riferimento al moto sismico applicato, può essere considerato impossibile (Jennings, 1985; Joyner & Boore, 1988), per questo motivo nel corso degli anni sono stati proposti molti parametri capaci di definire una o più di queste caratteristiche riassumibili in tre categorie: parametri che descrivono l'ampiezza, il contenuto in frequenza e la durata.

8.1.1 Parametri caratterizzanti l'ampiezza

Generalmente il movimento del terreno viene descritto attraverso delle storie temporali, utilizzando principalmente uno o tutti i seguenti tre parametri: l'accelerazione, la velocità e gli spostamenti, dove solo una di queste quantità viene misurata direttamente, mentre le altre vengono calcolate attraverso procedure di integrazione o derivazione.

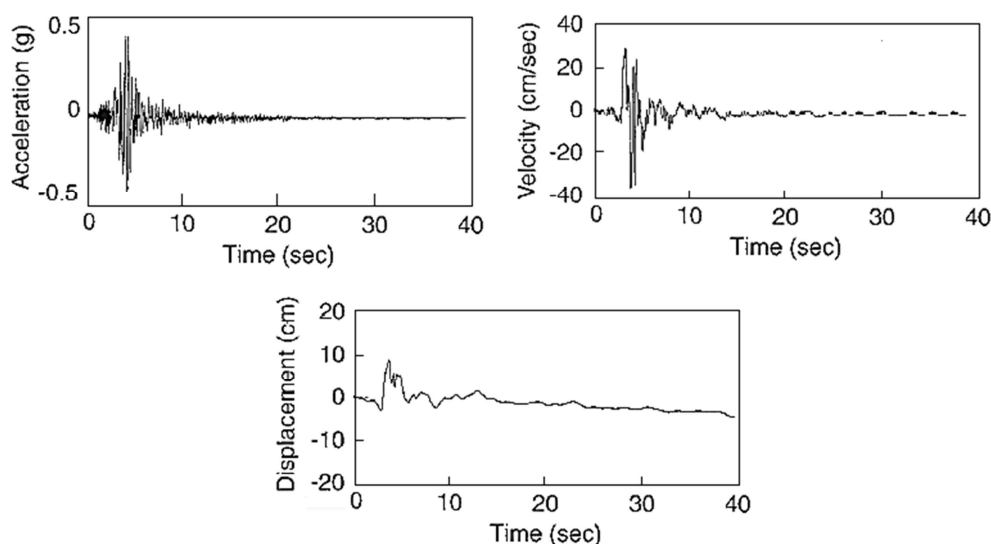


Figura 8.1 – Rappresentazione delle storie temporali dell'accelerazione della velocità e dello spostamento per un terreno, riferiti ad un evento sismico. La velocità e lo spostamento sono stati ricavati mediante integrazione (da Kramer, 1996)

La Figura 8.1 permette di osservare le diverse frequenze predominanti nelle tre storie temporali, nel caso delle accelerazioni si hanno frequenze predominanti relativamente alte, procedendo all'integrazione e ricavando l'andamento nel tempo delle velocità si produce un livellamento, che viene ancora di più accentuato passando all'integrazione successiva per ricavare l'andamento temporale degli spostamenti.

Accelerazione di picco (PGA)

La misura più comunemente usata per valutare l'ampiezza di uno specifico evento sismico è l'accelerazione di picco orizzontale. Questo parametro rappresenta per una data componente del moto, il massimo valore (assoluto) dell'accelerazione orizzontale ottenuto da un accelerogramma riferito alla stessa componente.

Le accelerazioni orizzontali sono state spesso usate per descrivere gli effetti del sisma in termini di movimenti del terreno, questo per il loro legame con le forze inerziali (le forze dinamiche indotte in strutture molto rigide sono legate all'accelerazione orizzontale di picco), o per la possibile correlazione con l'intensità del terremoto (per ricavare una stima dell'accelerazione di picco, soprattutto nei casi in cui non si hanno a disposizione registrazioni strumentali, ma solo dati riguardanti l'intensità).

Le accelerazioni verticali sono state meno indagate nel corso degli anni, questo perché si è sempre ritenuto che le strutture avessero accettabili margini di sicurezza in riferimento alle sollecitazioni dinamiche verticali. Infatti si è sempre ritenuto che la loro resistenza alle forze statiche e gravitazionali verticali, fosse sufficiente a far fronte alle forze verticali dinamiche indotte da un terremoto. L'accelerazione verticale è generalmente definita come due terzi di quella orizzontale (Newmark & Hall, 1982), anche se è stato osservato che questo rapporto può variare. Secondo le osservazioni proposte da Campbell (1985) e Abrahamson & Litehiser (1989), nel caso di forti terremoti può essere superiore di due terzi vicino la sorgente e inferiore a grandi distanze.

Gli eventi sismici caratterizzati da elevate accelerazioni di picco risultano solitamente, ma non sempre, più distruttivi di quelli caratterizzati da valori bassi, quando il terremoto e il picco (corrispondente ad elevate frequenze) sono di breve durata, i danni ad alcune strutture possono risultare limitati.

Si può affermare che l'accelerazione di picco pur essendo un parametro molto utile, non è in grado di caratterizzare da solo in modo completo il movimento del terreno, infatti non permette di ricavare informazioni sulla frequenza o la durata dell'evento, di conseguenza deve essere affiancato ad altri parametri.

Velocità di picco (PGV) e spostamenti di picco (PGD)

La velocità di picco è il picco più alto, valutato in valore assoluto, registrato per la velocità, calcolato generalmente per una delle componenti orizzontali. Solitamente è utilizzata per caratterizzare con precisione il moto del terreno a frequenze intermedie, in quanto la velocità è meno sensibile alle componenti a più alta frequenza. Inoltre si possono valutare i potenziali danni in particolari strutture sensibili ad una gamma di frequenze intermedia, attraverso

alcune relazioni in grado di correlare questi parametri all'intensità del terremoto (per esempio, Trifunac & Brady, 1975a; Krinitzsky & Chang, 1987).

Lo spostamento di picco rappresenta il valore assoluto del picco più alto registrato per lo spostamento. Sono generalmente associati alle componenti del moto sismico a bassa frequenza e vengono usati per caratterizzarne l'ampiezza. A causa di errori di elaborazione del segnale nel filtraggio e nella doppia integrazione degli accelerogrammi, possono essere difficilmente determinabili con precisione (Campbell, 1985; Joyner & Boore, 1988), di conseguenza, lo spostamento di picco viene usato raramente come parametro per definire il movimento del terreno, preferendogli l'accelerazione o la velocità di picco.

Altri parametri caratterizzanti l'ampiezza

I parametri descritti in precedenza esprimono le ampiezze di picco riferite a singoli cicli all'interno della storia temporale del moto sismico. Va osservato che in alcuni casi il danno può essere correlato al picco dell'ampiezza di un singolo ciclo, ma in altri casi può svilupparsi dopo più cicli di ampiezza elevate ripetuti nel tempo. Sono stati proposti altri parametri strettamente correlati alla risposta strutturale e al potenziale di danneggiamento, a tal proposito Newmark & Hall (1982) hanno proposto il concetto di *accelerazione efficace*, Nuttli (1979), ha esposto un metodo che considerava *l'accelerazione o la velocità massima sostenuta*, Benjamin & Associates (1988) hanno proposto il concetto di *accelerazione di progettazione efficace*, come Kennedy (1980).

8.1.2 Parametri caratterizzanti il contenuto in frequenza

Alcune analisi sismiche richiedono di valutare la risposta dinamica di alcune strutture attraverso la sensibilità che queste hanno nei riguardi della frequenza con cui vengono sollecitate. Il contenuto in frequenza descrive la distribuzione delle ampiezze tra le varie frequenze relativamente ad un moto sismico. Questo parametro è molto importante per ottenere una descrizione completa del moto sismico, in quanto la risposta dinamica di una struttura è influenzata dalla relazione tra la propria frequenza naturale e quelle dei carichi applicati.

Spettri del moto sismico

Qualsiasi funzione periodica $u(t)$ di periodo T , può essere espressa utilizzando l'analisi di Fourier, come la somma di infinite funzioni armoniche semplici (serie di Fourier) di diversa frequenza, ampiezza e fase, attraverso l'equazione:

$$u(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (8.1)$$

dove: $c_0 = a_0$ rappresenta il valore medio della funzione nell'intervallo compreso tra 0 e T , $\omega_n = \frac{2\pi n}{T_f}$ rappresenta le frequenze relative ai moti armonici in cui è stato scomposto il

segnale, al variare di n , spaziate secondo intervalli costanti di ampiezza $2\pi/T$, $c_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ l'ampiezza e $\varphi_n = \tan^{-1} \left(\frac{a_n}{b_n} \right)$ la fase.

I termini a_0 , a_n e b_n sono definiti coefficienti di Fourier e sono i parametri caratterizzanti la serie, che possono essere ricavati attraverso le seguenti relazioni

$$a_0 = \frac{1}{T_f} \int_0^{T_f} u(t) dt \quad (8.2)$$

$$a_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} u(t) \cos(\omega_n t) dt \quad (8.3)$$

$$b_n = \frac{2}{T_f} \int_0^{T_f} u(t) \sin(\omega_n t) dt \quad (8.4)$$

Per rappresentare in modo esatto la funzione $u(t)$ attraverso la serie di Fourier si devono considerare tutti gli infiniti termini che la compongono, considerando solo i primi n termini se ne ricava un'approssimazione, che in alcuni casi, anche per piccoli valori di n , si può ritenere accettabile. Nella maggior parte dei problemi ingegneristici il segnale risulta essere una funzione irregolare per il quale anche quando viene registrato in maniera continua non esiste un'espressione analitica capace di rappresentarlo. Per questo motivo viene espresso in forma discreta, cioè per punti ad intervalli di tempo eventualmente regolari, di ampiezza Δt . In questo caso per ottenere i coefficienti di Fourier non bisogna effettuare un integrale, ma una sommatoria, questa operazione prende il nome di trasformata di Fourier discreta e consente di rappresentare una funzione discreta espressa nel dominio del tempo, nel dominio delle frequenze.

Spettro di Fourier: lo spettro di Fourier può essere ricavato in termini di ampiezza o di fase, a seconda che vengano riportati in funzione della frequenza ω_n , i valori dell'ampiezza c_n o quelli di fase φ_n . Ai fini ingegneristici interessa soprattutto lo spettro in termini di ampiezza.

Lo spettro di Fourier esprime quindi, come variano le ampiezze o le fasi delle singole armoniche ricavate dalla trasformata di Fourier al variare della frequenza o del periodo. Lo spettro in termini di ampiezza può essere stretto o ampio a seconda della banda in cui si concentrano le ampiezze più significative.

Spettri di risposta: riprendendo quanto detto al § 3.4.6 lo spettro di risposta rappresenta la risposta massima in termini di accelerazione, velocità o spostamento, di tutti i possibili oscillatori semplici aventi uguale rapporto di smorzamento D per uno stesso moto sismico applicato alla base. Si tratta di una tipologia di spettro ampiamente utilizzata nella pratica dell'ingegneria sismica, perché consente di valutare direttamente la massima risposta sismica di varie strutture, anche se semplificate. Possono essere rappresentati spettri singoli in termini di accelerazione, velocità o spostamento, oppure possono essere rappresentati tutti nello stesso

diagramma, riportando la velocità spettrale sull'asse verticale e la frequenza o il periodo naturale sull'asse orizzontale, mentre l'accelerazione e lo spostamento spettrale vengono riportati sugli assi inclinati.

Parametri spettrali

Si tratta di parametri che consentono di estrarre dagli spettri solo quelle informazioni utili ai fini della caratterizzazione del moto sismico.

Periodo predominante: Il periodo predominante T_p è definito come il periodo di vibrazione corrispondente alla massima ampiezza dello spettro di Fourier.

È interessante osservare (Figura 8.2) che mentre il periodo predominante fornisce informazioni riguardanti il contenuto in frequenza, si può avere lo stesso periodo predominante per due eventi sismici caratterizzati da due contenuti in frequenza estremamente diversi.

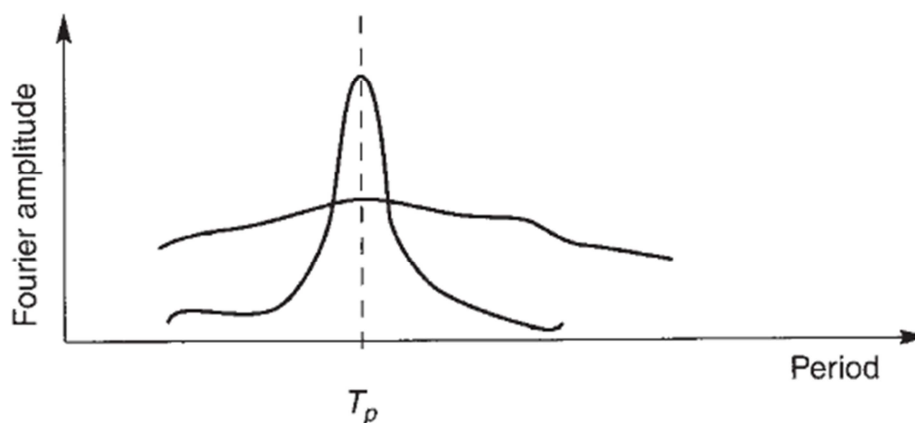


Figura 8.2 – Due ipotetici spettri di Fourier in termini di ampiezza caratterizzati dallo stesso periodo predominante e da un diverso contenuto in frequenza. La curva superiore descrive uno spettro a banda larga, quella più bassa uno spettro a banda stretta (da Kramer, 1996)

Ampiezza di banda: è l'ampiezza della banda di frequenza in corrispondenza della quale l'ampiezza dello spettro di Fourier è al di sopra di una certa soglia, $1/\sqrt{2}$ volte la massima ampiezza di Fourier.

8.1.3 Parametri caratterizzanti la durata

I danni subiti dalle strutture durante un terremoto sono notevolmente influenzati dalla durata dell'evento, in quanto molti processi fisici come la degradazione della rigidezza e della resistenza o l'accumulo ed incremento delle pressioni interstiziali sono strettamente legati al numero di cicli di carico e alle inversioni delle tensioni che si verificano durante il terremoto.

Un terremoto di breve durata caratterizzato da ampiezza elevata, non è in grado di produrre inversioni di carico sufficienti a produrre un danneggiamento di una struttura, mentre un terremoto prolungato anche se caratterizzato da ampiezze modeste, può produrre inversioni di carico sufficienti a provocare danni rilevanti.

La durata di un terremoto è legata al tempo richiesto per liberare l'energia accumulata lungo la superficie di faglia e dalla sua entità, quindi dal momento sismico e dalla magnitudo. L'esperienza in questo campo ha permesso di stabilire che la durata di un evento sismico aumenta all'aumentare delle magnitudo e che deve essere indicativamente proporzionale alla radice cubica del momento sismico ($T_d \approx \sqrt[3]{M_0}$), (Hanks & McGuire, 1981).

Un accelerogramma è generalmente ricavato dall'insieme di tutte le accelerazioni registrate dall'inizio dell'evento, fino all'istante in cui lo strumento riprende a registrare il solo rumore di fondo. Ai fini degli studi ingegneristici interessa solo la porzione cosiddetta “*strong motion*” dell'accelerogramma, cioè quella parte che considera le accelerazioni maggiori. La durata del moto sismico può quindi essere intesa come la durata relativa alla porzione strong motion dell'accelerogramma e può essere calcolata come:

- l'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una soglia di accelerazione, di solito 0.05g, (Bolt, 1969) ;
- l'intervallo di tempo compreso tra gli istanti in cui l'energia complessiva registrata è del 5% e del 95%, (Trifunac & Brady, 1975b);
- il reciproco della frequenza “corner” dello spettro di Fourier, Boore (1983).

8.1.4 Altri parametri caratterizzanti il moto sismico

A differenza dei parametri finora visti prevalentemente correlati ad uno solo degli aspetti del moto sismico, esistono una serie di altri parametri che ne riflettono contemporaneamente più aspetti.

Accelerazione RMS (a_{rms}): include gli effetti dell'ampiezza e del contenuto in frequenza ed è definita come:

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt} = \sqrt{\lambda_o} \quad (8.5)$$

dove: T è la durata dell'evento e λ rappresenta l'intensità media (o accelerazione quadratica media). Questo parametro è particolarmente utile ai fini ingegneristici non essendo influenzato dai picchi d'alta frequenza e dipendendo dalla durata, è però influenzato dal criterio adottato per ricavare la durata strong motion.

Intensità di Arias (I_a): si tratta di un parametro strettamente legato all'accelerazione RMS definito da Arias, (1970), come:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt \quad (8.6)$$

Questo parametro include gli effetti dell'ampiezza e del contenuto in frequenza del moto sismico, è una velocità espressa generalmente in m/s e non è influenzato dal criterio adottato per il calcolo della durata strong motion, essendo ottenuto per integrazione su tutta la durata dell'evento.

Intensità dello spettro di risposta (SI): riflette gli effetti del contenuto in frequenza e dell'ampiezza del moto sismico in un intervallo del periodo T nel quale sono contenuti i periodi fondamentali di gran parte delle strutture ($0,1 \div 2,5$ sec). Può essere calcolato per ogni valore del rapporto di smorzamento $D \equiv \xi$, (Housner 1959):

$$SI(\xi) = \int_{0,1}^{2,5} PSV(\xi, T) dT \quad (8.7)$$

I parametri fin qui esposti sono solo una parte di tutti quelli che possono essere ricavati, ne deriva che esiste una grande varietà di parametri utili a descrivere il moto sismico. Per ottenere una caratterizzare dettagliata è sconsigliabile utilizzare un solo parametro, in quanto come si è visto alcuni descrivono solo uno degli aspetti del moto, mentre altri pur considerandone più di uno risultano sempre insufficienti per una caratterizzazione dettagliata. È quindi consigliabile utilizzare sempre più di un parametro, scegliendo quelli che riescono ad evidenziare nel miglior modo possibile l'aspetto del moto che interessa il problema in esame.

8.2 Riferimenti normativi

Per poter definire l'azione sismica da utilizzare nella progettazione o nelle verifiche di una struttura è necessario stabilire la vita nominale dell'opera che insieme alla classe d'uso consente di determinare il periodo di riferimento. Questo periodo rappresenta l'intervallo per il quale vanno valutati gli stati limite che possono verificarsi per una particolare opera. Valutando la loro probabilità di superamento riferita al periodo di riferimento, è possibile ricavare il *periodo di ritorno* associato a ciascuno degli stati limite. Successivamente si definisce la pericolosità sismica di base legata al sito di interesse, che deve essere modificata per tenere conto dell'amplificazione sismica locale, dovuta agli effetti litostratigrafici ed a quelli topografici. Il passo successivo è la definizione dell'azione sismica di progetto, che può avvenire attraverso due metodi. Il primo prevede di ricavare l'azione sismica di riferimento, che può essere rappresentata in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione o in termini di spettri di spostamento, per poi derivare da essi, attraverso un coefficiente, detto coefficiente di struttura e scelto opportunamente, i corrispondenti spettri di progetto. Il secondo metodo prevede di ricavare gli spettri di progetto attraverso accelerogrammi, che possono essere reali, opportunamente selezionati da banche dati di registrazione sismiche, oppure artificiali o generati attraverso simulazioni numeriche.

8.2.1 Vita nominale e periodo di riferimento

I diversi stati che si vuole che l'edificio esibisca a seguito di un evento sismico e la severità dello scuotimento dipende dall'importanza dell'opera considerata.

Le NTC08 prevedono che l'azione sismica sia associata a un periodo di riferimento V_R , riferito all'opera e ad una prefissata probabilità di superamento abbinata ad un periodo di

ritorno T_R . Il periodo di riferimento identifica il periodo di osservazione entro il quale possono verificarsi terremoti di severità prefissata in funzione del periodo di ritorno, mentre la probabilità di superamento dell'azione sismica da considerare è associata allo stato limite.

Il periodo di riferimento per un determinato tipo di costruzione viene ricavato dal prodotto tra la vita nominale V_N e il coefficiente della classe d'uso C_U dell'opera. Le NTC08 fissano un limite inferiore di questo prodotto (35 anni), per garantire una minima sicurezza nei confronti del terremoto. Vengono definiti tre diversi valori di V_N , a seconda dell'importanza dell'opera e delle esigenze di durabilità.

- $V_N \leq 10$ anni: opere provvisorie o strutture in fase di costruzione, che abbiano una durata di progetto prevista, non inferiore a 2 anni;
- $V_N \geq 50$ anni: opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni: grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Il coefficiente della classe d'uso C_U è legato alla classe d'uso alla quale appartiene la struttura, queste classi suddividono le strutture a seconda del livello di affollamento genericamente presente nell'opera e alle possibili conseguenze, in termini di vittime e di rischi per l'ambiente, derivabili da un eventuale collasso o da un'interruzione d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso:

- Classe I: costruzioni con occasionale presenza di persone, $C_U = 0,7$;
- Classe II: costruzioni ordinarie con normali affollamenti, in assenza di sostanze pericolose per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali, $C_U = 1$;
- Classe III: opere rilevanti, con particolari affollamenti, presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative o sostanze pericolose, $C_U = 1,5$;
- Classe IV: opere strategiche, anche in riferimento alla gestione dell'emergenza, $C_U = 2$

Nella Circ. NTC08 02-02-2009 n° 617 (punto C2.4.2) è specificato che definizioni più dettagliate per quanto riguarda le classi d'uso III e IV, sono contenute nel Decreto del Capo della Protezione Civile n.3685 del 21 ottobre 2003.

Per quanto riportato nel D.M. 26 Giugno 2014, sono definite:

- *dighe di dimensioni contenute*: le dighe che non superano i 15 metri di altezza e che determinano un volume di invaso non superiore a 1.000.000 di metri cubi;
- *grandi dighe*: le dighe che superano i 15 metri di altezza o che determinano un volume di invaso superiore a 1.000.000 di metri cubi.

Sempre nel decreto D.M. 26 Giugno 2014 per la determinazione del periodo di riferimento per l'azione sismica, suddivide le dighe in tre categorie: dighe di importanza strategica o strategiche, dighe rilevanti per le conseguenze di un eventuale collasso e infine, dighe di importanza normale. Questa classificazione è basata sulle finalità associate alle dighe e vengono stabilite da decreti del dipartimento della protezione civile o da regolamenti regionali. Inoltre nel suddetto decreto ministeriale è riportata la tabella riepilogativa

contenente i valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso da adottare nelle verifiche, come definiti nelle NTC08, visibile in tabella 8.1

Tabella 8.1 - Valori della vita nominale e dei coefficienti d'uso da adottare nelle verifiche, come definiti nelle NTC08, secondo il D.M. 26 giugno 2014

Dighe	$V_N(\text{anni})$		C_U	$V_R(\text{anni})$	
Strategiche	≥ 100		2	200	
Rilevanti	$\geq 50^{(1)}$	$\geq 100^{(2)}$	1,5	$75^{(1)}$	$150^{(2)}$
Imp. normale	≥ 50		1	50	

⁽¹⁾ Dighe di dimensioni contenute; ⁽²⁾ grandi dighe

Nel caso di dighe esistenti si applica un valore di $V_N \geq 50$ anni sia per dighe strategiche che per quelle rilevanti e di conseguenza un valore di $V_R = 100$ anni per dighe strategiche e $V_R = 75$ anni per dighe rilevanti.

8.2.2 Stati limite e periodi di ritorno

Le NTC08 prevedono quattro possibili stati limite, due stati limite di esercizio (SLE), ovvero lo stato limite di operatività (SLO) e quello di danno (SLD) e due stati limite ultimi (SLU), ovvero lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e quello di prevenzione del collasso (SLC), definiti rispetto alla prestazione complessiva della costruzione.

Dal punto di vista prestazionale, la definizione degli stati limite indica la capacità della struttura di rimanere operativa o comunque di non subire danni tali da comprometterne significativamente la resistenza, durante e dopo un evento sismico meno intenso, accettando danni più significativi, ma garantendo sempre la salvaguardia della vita degli occupanti, nel caso di un terremoto più severo, a cui è associata una più bassa probabilità di verificarsi rispetto ad eventi meno intensi.

Si può quindi associare ad ogni stato limite una probabilità di eccedenza P_{VR} , come indicato in tabella 8.2, che rappresenta la probabilità di accadimento di almeno un evento sismico avente periodo di ritorno T_R nel periodo di riferimento V_R .

Tabella 8.2 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , secondo le NTC08

Stati limite			P_{VR}
SLE	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
SLU	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Secondo le NTC08 è possibile ricavare il periodo di ritorno dell'azione sismica per l'opera in esame e per i diversi stati limite attraverso la relazione esposta nell'Allegato A:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (8.8)$$

Sostituendo nell'equazione (8.8) la probabilità di superamento associata ad ogni stato limite, si ottengono le relazioni tra il periodo di ritorno e il periodo di riferimento che nelle verifiche sismiche varia tra 21 e 3900 anni.

Secondo quanto esposto dal D.M. 26 Giugno 2014, la valutazione della sicurezza dei serbatoi deve essere effettuata con riferimento alle seguenti condizioni caratteristiche: 1) normale funzionamento; 2) danni riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua; 3) danni non riparabili, senza rilascio incontrollato di acqua; 4) danni che determinano il rilascio incontrollato di acqua, o comunque rischio di perdite di vite umane; 5) collasso della struttura. L'uscita o l'entrata nelle varie condizioni caratteristiche definiscono i quattro stati limite precedentemente definiti come segue:

- Lo stato limite SLO è definito dall'uscita dalla condizione 1;
- Lo stato limite SLD è definito dal passaggio dalla condizione 2 alla condizione 3;
- Lo stato limite SLV è definito dal raggiungimento della condizione 4;
- Lo stato limite SLC è definito dal raggiungimento della condizione 5.

Con riferimento alle prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , definite nelle vigenti NTC08, i periodi di ritorno dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite sopra esposti nel caso delle dighe sono espressi in tabella 8.3:

Tabella 8.3 – Periodi di ritorno dell'azione sismica T_R (anni), secondo il D.M. 26 Giugno 2014

Dighe	SLO $P_{VR}(\%) = 81$		SLD $P_{VR}(\%) = 63$		SLV $P_{VR}(\%) = 10$		SLC $P_{VR}(\%) = 5$	
Strategiche	120		200		1900		2475	
Rilevanti	45 ⁽¹⁾	90 ⁽²⁾	75 ⁽¹⁾	150 ⁽²⁾	710 ⁽¹⁾	1425 ⁽²⁾	1460 ⁽¹⁾	2475 ⁽²⁾
Imp. normale	30		50		475		975	

⁽¹⁾ dighe di dimensioni contenute; ⁽²⁾ grandi dighe

Per la valutazione della sicurezza sismica delle dighe oggetto di studio è stato considerato solo uno stato limite di esercizio (SLD) e uno stato limite ultimo (SLC).

8.2.3 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base rappresenta le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, secondo le NTC08 queste caratteristiche si ritengono definite, quando per una prefissata P_{VR} si conosce l'accelerazione di picco orizzontale e il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferite a condizioni di suolo rigido e superficie topografica orizzontale. L'azione sismica può essere definita in alternativa in forma di accelerogrammi, a condizione che questi siano compatibili con le caratteristiche del moto sismico previste.

La procedura utilizzata per la definizione della pericolosità sismica di base si basa sui risultati dello studio dell'IGNV, attraverso le mappe di pericolosità sismica (discusse ai §§ 1.3, 1.4), disponibili sul sito web <http://esse1.mi.ingv.it/>. Queste mappe suddividono il territorio nazionale in un reticolo di punti, identificati dalle coordinate geografiche, latitudine e longitudine, per i quali sono forniti i valori di pericolosità sismica (vedere Figura 1.6). Questi

valori sono ricavati attraverso le curve di pericolosità sismica che indicano la frequenza media con cui si possono verificare una serie di terremoti di diversa severità.

Dal punto di vista temporale, la pericolosità sismica è definita in corrispondenza di nove valori del periodo di ritorno, $T_R = 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975$ e 2475 anni, in modo da considerare che una struttura può avere livelli prestazionali diversi a seconda della variabilità dell'azione sismica e del periodo di ritorno ad essa associato.

Nell'Allegato A alle NTC08 viene definita la pericolosità sismica di base per condizioni di sito di riferimento ideali, in funzione di tre parametri a_g , F_0 , T_c^* , definiti come:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri sono stati ottenuti basandosi sugli spettri a pericolosità uniforme ricavati dallo studio dell'IGNV, e successivamente adattati attraverso una procedura numerica a delle specifiche forme spettrali assegnate, minimizzando con il criterio dei minimi quadrati lo scarto tra i due spettri (Figura 8.3).

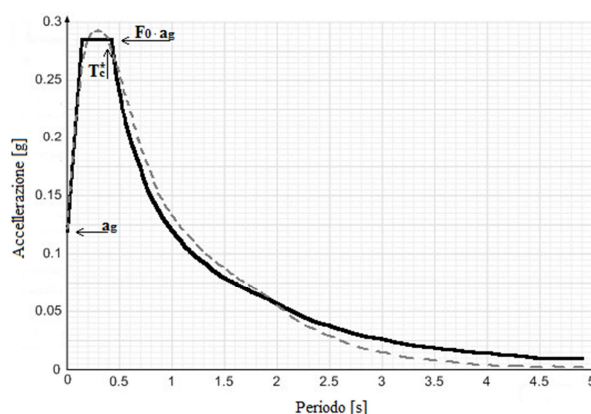


Figura 8.3 – Generica rappresentazione dei tre parametri a_g , F_0 e T_c^* , e del confronto tra uno spettro a pericolosità uniforme IGTV (linea tratteggiata) e un spettro NTC08 su suolo rigido (linea continua)

I valori del periodo di ritorno sono soggetti ad una serie di indicazioni, per esempio nel caso in cui il periodo di ritorno di interesse calcolato con la (8.8), non corrisponda ad uno di quelli per i quali sono forniti i valori della pericolosità di base, è possibile ricavare i parametri attraverso una procedura di interpolazione definita nell'Allegato A nelle NTC08. Lo studio dell'IGNV indica un valore massimo (2474 anni) e un valore minimo (30 anni) da assegnare al periodo di ritorno, qualora il valore calcolato risultasse a loro inferiore o superiore. Nel caso in cui il sito di interesse non corrisponda ad uno dei nodi del reticolo, è possibile ottenere il valore dei parametri dello spettro della media pesata, procedendo come esposto nell'Allegato A nelle NTC08.

Oggi esistono dei programmi che permettono di valutare l'azione sismica eseguendo in modo automatico tutte le operazioni di interpolazione geografiche e temporali richieste.

8.2.4 Effetti stratigrafici e topografici di sito

Valutare questi effetti permette di modificare l'azione sismica di base, tenendo conto delle condizioni litostratigrafiche e topografiche reali del sito in esame. In presenza di casi particolari, le NTC08 consentono di valutare questi effetti attraverso metodi semplificati, che restano comunque vietati nel caso in cui l'azione sismica venga descritta in termini di accelerogrammi naturali.

La valutazione approssimata dell'amplificazione litostratigrafica, si basa sulla definizione di un coefficiente di amplificazione stratigrafica associato ad una categoria di sottosuolo, che va moltiplicato per l'azione sismica di riferimento.

L'identificazione della categoria di sottosuolo avviene attraverso la definizione di un parametro ($V_{S,30}$), che esprime il valore equivalente della velocità di propagazione delle onde di taglio, calcolato imponendo l'equivalenza dei tempi di arrivo di tali onde, tra un terreno omogeneo equivalente di spessore pari a 30m, e nei primi 30m del terreno stratificato esaminato.

La $V_{S,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1..N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} = \frac{30}{\sum_{i=1..N} t_i} \quad (8.9)$$

in cui h_i e $V_{S,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità di propagazione delle onde di taglio dello strato i -esimo degli N , che sommati, costituiscono i 30m della profondità di riferimento.

La NTC08 classificano il sottosuolo in cinque categorie così riassumibili:

- *Categoria A*: ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m, con $V_{S,30} > 800 \text{ m/s}$;
- *Categoria B*: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30m, con $360 \text{ m/s} \leq V_{S,30} \leq 800 \text{ m/s}$;
- *Categoria C*: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, con $180 \text{ m/s} \leq V_{S,30} \leq 360 \text{ m/s}$;
- *Categoria D*: depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, con $V_{S,30} < 180 \text{ m/s}$;
- *Categoria E*: terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti sul substrato di riferimento, con $V_s > 800 \text{ m/s}$.

Individuata la categoria di sottosuolo è possibile conoscere il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s da applicare alle componenti orizzontali dell'azione sismica, e il coefficiente C_c , che moltiplicato per periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in

accelerazione orizzontale T_c^* , consente di ricavare il periodo di controllo T_c , corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico in accelerazione. Le espressioni relative ai coefficienti S_S e C_C per le diverse categorie di sottosuolo sono visibili in tabella 8.4:

Tabella 8.4 – Classificazione del sito in categorie di sottosuolo come previsto dalle NTC08 e definizione dei coefficienti S_S e C_C

Suolo	$V_{S,30}$ [m/s]	S_S	C_C
A	> 800	1	1
B	360 ÷ 800	$1 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,2$	$1,1 \cdot (T_c^*)^{-0,2}$
C	180 ÷ 360	$1 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,5$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	< 180	$0,9 \leq 2,4 - 1,5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,8$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,5}$
E	< 20m di suolo C o D su suolo A	$1 \leq 2 - 1,1 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,6$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,4}$

Infine è specificato che per sottosuoli appartenenti alle categorie S1 (depositi di terreni con $V_{S,30} < 100$ m/s, che includono uno strato di almeno 8m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure uno di almeno 3m di torba o di argille altamente organiche) ed S2 (depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o di qualsiasi altra categoria non classificabile nei tipi precedenti) è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Le Analisi specifiche vanno eseguite anche in tutti in casi in cui il metodo semplificato non è ammesso, come nel caso di siti caratterizzati da terreni a bassa consistenza e/o suscettibili alla liquefazione, cioè, dove vi sia l'esistenza di morfologie superficiali o sepolte complesse, la presenza di eterogeneità laterali o variabilità plano-altimetriche pronunciate della superficie superiore del substrato, quindi in tutte quelle situazioni in cui sono possibili effetti bidimensionali o tridimensionali di bacino e di focalizzazione dell'energia sismica.

Per amplificazione topografica si intendono fenomeni di focalizzazione o defocalizzazione delle traiettorie di propagazione delle onde sismiche, che avvengono nei casi in cui il sito in esame è caratterizzato da una superficie topografica non pianeggiante.

L'amplificazione topografica, secondo le NTC08, può essere valutata in modo approssimato solo nel caso di configurazioni semplici, attraverso la definizione della categoria topografica associata al sito di interesse. Le NTC08 prevedono quattro categorie topografiche così definite:

- *Categoria T1*: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$;
- *Categoria T2*: pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

- *Categoria T3*: rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;
- *Categoria T4*: rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Queste categorie topografiche sono riferite a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30m, mentre nei casi di altezza inferiore e per tutti quelli riconducibili alla categoria T1, possono essere trascurati. I valori dei coefficienti di amplificazione topografica massimi S_T (riferiti alle opere o agli interventi localizzati in corrispondenza della sommità del pendio o della cresta del rilievo), sono associati alle categorie topografiche e sono mostrati in tabella 8.5:

Tabella 8.5 – Categorie topografiche e corrispondenti valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica come espressi dalle NTC08

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

L'approccio semplificato non può essere utilizzato nel caso di situazioni topografiche complesse, come quelle in cui è prevedibile che si sviluppino rilevanti fenomeni diffrattivi e di focalizzazione dell'energia sismica, oppure in presenza di un quadro geomorfologico tridimensionale. In queste situazioni si devono eseguire analisi di risposta sismica locale mirate, attraverso programmi che tengano conto della bidimensionalità e della tridimensionalità del sito, in modo da rappresentare nel dettaglio le irregolarità topografiche e le morfologie sepolte.

8.3 Definizione dell'azione sismica di progetto

Per la definizione degli spettri di risposta per il progetto, si può fare riferimento agli spettri di risposta elastici in accelerazione e spostamento, ma il loro utilizzo implica che la struttura durante un terremoto di prefissata severità, mantenga inalterata la sua integrità, attenendosi ad un comportamento elastico lineare. Si intuisce che adottare questo principio risulta molto gravoso da un punto di vista economico, quindi è utilizzato solo nei casi di particolare rilevanza, dove un minimo danneggiamento dell'opera può comportare gravi danni alla società.

Le NTC08 permettono di adottare un principio diverso, cioè di considerare che le strutture possono avere un prefissato grado di duttilità e un'opportuna capacità dissipativa. Questo concetto si basa sul ritenere che la struttura, se correttamente progettata, una volta raggiunto il limite di plasticizzazione del primo elemento, non inneschi immediatamente un

meccanismo di collasso controllato, ma sia in grado di attingere a risorse ulteriori una volta raggiunta la resistenza massima. Questo implica che nel caso di strutture caratterizzate da un buon comportamento dissipativo, le forze corrispondenti ai risultati ottenuti dallo spettro di risposta elastico, possono essere ridotte.

8.3.1 Impiego di accelerogrammi e spettro-compatibilità

L'impiego di accelerogrammi o meglio di terne accelerometriche è richiesta nel caso in cui si voglia rappresentare l'azione sismica applicata a strutture e opere geotecniche attraverso l'utilizzo di modelli di analisi avanzate. Le NTC08 stabiliscono tre categorie di accelerogrammi utilizzabili:

- accelerogrammi naturali: si tratta di registrazioni accelerometriche relative a terremoti realmente avvenuti, sono reperibili in banche dati digitali accreditate, nazionali o internazionali;
- accelerogrammi artificiali: si tratta di accelerogrammi ottenuti mediante tecniche di sintesi stocastiche, per le quali si può richiedere che siano compatibili con spettri di risposta obiettivo, come ad esempio spettri di normativa, oppure ottenuti da analisi di pericolosità sismica;
- accelerogrammi sintetici: si tratta di accelerogrammi ottenuti tramite una simulazione numerica del fenomeno della rottura, basata su un modello cinematico di sorgente sismica estesa e su un modello elastodinamico di propagazione delle onde fino al sito di interesse.

Gli accelerogrammi naturali sono più realistici in termini di contenuto in frequenza, durata e numero di cicli, riflettendo in modo accurato tutti i fattori che ne influenzano le caratteristiche. Gli accelerogrammi utilizzati derivano da un'analisi di pericolosità sismica locale e devono essere compatibili con le caratteristiche del moto sismico atteso per il sito di riferimento e devono rappresentare in modo adeguato le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, il contributo delle diverse coppie magnitudo-distanza e la massima accelerazione di picco orizzontale attesa per il sito di interesse.

Le NTC08 stabiliscono il requisito di spettro-compatibilità, cioè si deve fare in modo che l'ordinata spettrale media confrontata con la componente dello spettro elastico, non superi uno scarto del 10% in difetto, in nessun punto tra gli intervalli di $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$ per le verifiche agli stati limite ultimi e $0,15s \div 1,5T$ per quelle agli stati limite di esercizio, dove T rappresenta il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico. Nel caso di strutture isolate il limite superiore dell'intervallo è assunto pari a $1,2T_{si}$, dove T_{si} rappresenta il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame. Le NTC08 non impongono nessun limite per lo scarto in eccesso dello spettro di risposta medio rispetto allo spettro di risposta di riferimento, inoltre prescrivono che il requisito di spettro-compatibilità debba essere soddisfatto solo nel caso si utilizzino accelerogrammi artificiali. Per quanto riguarda gli accelerogrammi registrati prescrivono invece che una volta definito il periodo di interesse

relativo al problema in esame, devono essere selezionati e opportunamente scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo dei periodi di interesse. La scelta deve tenere conto delle effettive caratteristiche della sorgente, della propagazione e/o dell'evento dominante. Le informazioni riguardanti i meccanismi di sorgente, e quelle relative alla magnitudo e alla distanza determinati lo spettro di sito negli intervalli di interesse per le strutture esaminate, non sono sempre reperibili in modo dettagliato, quindi è consentito utilizzare le condizioni di compatibilità spettrale definite per gli accelerogrammi artificiali anche per quelli naturali, tenendo sempre ben presenti le caratteristiche geologiche di sito e scegliendo accelerogrammi il cui spettro sia il più possibile simile a quello di riferimento. Ogni accelerogramma costituisce una componente dell'azione sismica, orizzontale o verticale, mentre l'insieme delle due componenti orizzontali e di quella verticale, costituisce una terna accelerometrica.

Le NTC08 stabiliscono un numero minimo di terne adottabili pari a tre, consigliando in generale un numero di terne pari a sette. Nel caso si usino meno di sette terne gli effetti sulla struttura devono essere rappresentati dai valori più sfavorevoli ottenuti. Il D.M. 26 Giugno 2014, specifica che per le dighe in materiali sciolti devono essere impiegati almeno cinque accelerogrammi che soddisfino i requisiti indicati.

8.3.2 Impiego di accelerogrammi naturali

Le NTC08 ammettono l'utilizzo degli accelerogrammi naturali a condizione che nella loro selezione si tengano presenti: le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, le condizioni del sito di registrazione, la magnitudo e distanza dalla sorgente e la massima accelerazione orizzontale attesa in sito, in modo che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito di interesse. Questi accelerogrammi possono essere selezionati attraverso delle banche dati accreditate, disponibili via internet, che contengono dati digitali corrispondenti alle registrazioni di diversi terremoti, contraddistinti da caratteristiche sismologiche molto variabili e riferite ad una grande varietà di contesti sismotettonici. La selezione si effettua imponendo una serie di vincoli tra i quali si possono citare, la distanza epicentrale, la magnitudo o la categoria di suolo. Nella selezione è opportuno tenere conto delle registrazioni compatibili con il contesto sismotettonico regionale del sito di interesse, o comunque a contesti sismotettonici simili, questo perché il moto sismico del suolo è fortemente influenzato dalla profondità ipocentrale e dal meccanismo di rottura associato alla generazione del terremoto.

Il primo criterio di selezione riguarda le caratteristiche geologiche del sito in cui è installata la stazione accelerometrica. Generalmente si cerca di selezionare terne accelerometriche registrate in stazioni poste su roccia affiorante, con superficie topografica orizzontale, in modo da ritenere i segnali esenti da fenomeni di amplificazione locale. Gli altri parametri da considerare sono di tipo sismologico, per i quali anche se le norme non prescrivono nulla riguardo la selezione degli accelerogrammi reali, si fa in modo che questi siano compatibili con i parametri sismologici ottenuti dal processo di disaggregazione. Questo processo fornisce i valori di magnitudo e distanza epicentrale del terremoto che contribuisce maggiormente alla

sismicità del sito. I risultati dello studio di disaggregazione, possono essere ricavati sulla base delle analisi di pericolosità del territorio italiano, disponibili sul sito dell'INGV all'indirizzo, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, per tutti i punti del reticolo di riferimento. Una volta identificato il sito attraverso le coordinate geografiche, è possibile visualizzare graficamente e in forma di tabella le diverse coppie magnitudo-distanza che contribuiscono in percentuale alla definizione della pericolosità, in modo da individuare la coppia di valori che domina lo scenario sismico. Infine a questi aspetti va aggiunto, quando richiesto, il rispetto del requisito di spettro-compatibilità. Infatti le NTC08 stabiliscono che gli accelerogrammi registrati, devono essere selezionati e scalati in modo appropriato per approssimare gli spettri di risposta relativi al periodo di interesse, inerenti al problema in esame, ma non prescrivono nulla a riguardo del soddisfacimento del requisito di spettro-compatibilità, a differenza di quanto fa l'eurocodice 8. Va osservato che soddisfare questo requisito utilizzando accelerogrammi naturali può risultare assai complicato. Si deve tenere presente che gli accelerogrammi selezionati sono di tipo deterministico e che devono essere confrontati con spettri probabilistici o di normativa, che riflettono simultaneamente contributi di diverse sorgenti simiche caratterizzate da valori di magnitudo e distanza epicentrale diversi. Quando si vuole considerare il lungo periodo gli accelerogrammi naturali registrati su suoli rigidi (categoria A) sono caratterizzati da ordinate spettrali modeste, che risultano incompatibili con quelle prescritte dagli spettri di normativa, basate sul criterio dell'involuppo di spettri deterministici, quindi rispettare la spettro-compatibilità diventa impossibile. Per questo a lunghi periodi, in funzione della tipologia e delle caratteristiche della struttura in esame, può risultare non necessario rispettare tale requisito.

Volendo selezionare dei gruppi di accelerogrammi soddisfacenti il requisito di spettro-compatibilità, possono seguirsi due strategie:

- combinare diverse registrazioni reali, facendo in modo che la media delle relative accelerazioni di picco al suolo sia prossima all'accelerazione di picco prescritta dalle NTC08 per il sito in esame;
- scalare gli accelerogrammi naturali all'accelerazione di picco prescritta delle NTC08 per il sito in esame.

Nel caso si scelga di scalare gli accelerogrammi naturali, si deve porre attenzione al fattore di scala da applicare, infatti il processo di scalatura, lineare, eseguito sulla base del valore dell'accelerazione di picco produce una distorsione del rapporto originale tra il contenuto in frequenza, la durata e l'accelerazione di picco, stabilito sulla base del contesto sismotettonico regionale e della distanza della sorgente sismica dal sito di interesse.

Per quello che riguarda le analisi bidirezionali, le NTC08 non prescrivono nulla di specifico, neppure nei casi in cui è richiesto il requisito di spettro-compatibilità. Infatti non viene specificato se debba essere soddisfatto per una singola componente accelerometrica, per entrambe le componenti orizzontali separatamente o da una loro combinazione. Inoltre nel caso in cui si rispetti il requisito di spettro-compatibilità per una sola delle due componenti

accelerometriche, non è indicato se si debba scalare anche la seconda componente, e in questo caso se si debba utilizzare lo stesso fattore di scala o uno diverso.

Tutte queste procedure di selezione sono oggi implementate in programmi di calcolo, uno di questi è il programma REXEL (Iervolino et Al., 2009), sviluppato dall'Università degli Studi di Napoli Federico II e disponibile sul sito del Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIIS) (<http://www.reluis.it/>), tramite il quale è possibile selezionare automaticamente le combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri di risposta delle NTC08.

8.4 Ricerca e definizione dell'input sismico per il sito in esame

La definizione dell'azione sismica di progetto per il sito oggetto di studio, è stata seguita tramite la ricerca di terne accelerometriche rispettando oltre che i requisiti precedentemente esposti per questo tipo di selezione, anche quelli di spettro-compatibilità. Per la selezione è stato utilizzato il programma REXEL (Iervolino et Al., 2009), adottando la procedura esposta di seguito.

8.4.1 Definizione dello spettro target

Il primo passo da seguire è quello di definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione per il sito di interesse, per farlo utilizzando i criteri di selezione compatibili con le NTC08 devono essere specificate oltre che le coordinate geografiche del sito di interesse, latitudine e longitudine in gradi decimali, la categoria di sottosuolo, la categoria topografica, la vita nominale, la classe d'uso e infine lo stato limite. È inoltre necessario specificare la componente dell'azione sismica che si intende considerare, orizzontali, oppure orizzontali e verticali. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale (X e Y) sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, mentre la componente che descrive il moto verticale (Z) è caratterizzata da un spettro di risposta assestante.

Prendendo in esame il comune di Roccaforte del Greco (RC) di coordinate geografiche, latitudine $38^{\circ}.12$ e longitudine $15^{\circ}.95$, la categoria di sottosuolo A, la categoria topografica T1, una vita nominale di 50 anni, una classe d'uso IV e riferendosi per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) e per quello di esercizio di danno (SLD), rispettivamente ad un periodo di ritorno di $T_r = 1946$ anni e di $T_r = 100$ anni, considerando entrambe le componenti accelerometriche, sono stati ricavati i seguenti spettri target, in accordo con quanto desunto dal progetto ESSE1 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Meletti & Montaldo, 2007), visibili attraverso il grafico 8.1:

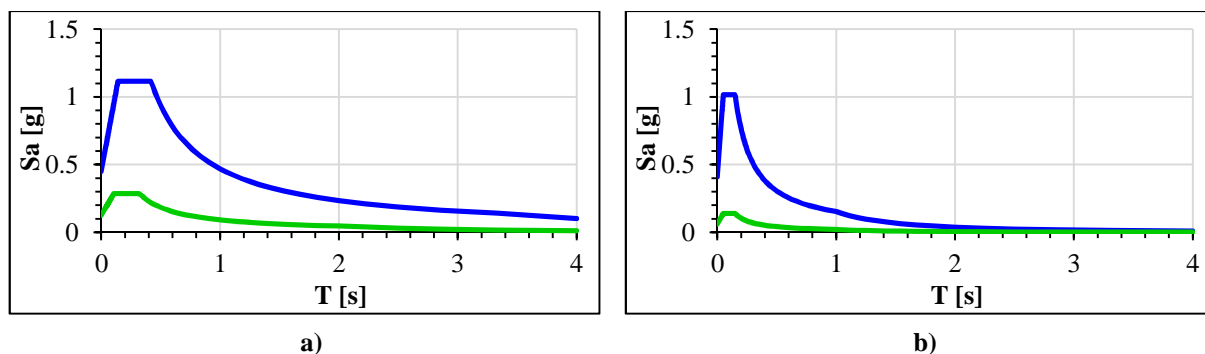


Grafico 8.1 – Spettro di riferimento, definito per le NTC08, per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) in blu, $T_R = 1946$ anni e per lo stati limite di esercizio di danno (SLD) in verde, $T_R = 100$ anni. Spettri per le componenti orizzontali X e Y a) e per le componenti verticali Z b)

8.4.2 Disaggregazione

Per la procedura di disaggregazione, si fa riferimento alla magnitudo (M) e alla distanza (R), che dipendono dall'ordinata spettrale e dal valore di pericolosità associato al sito di interesse, o dal periodo di ritorno considerato. Tramite il programma adoperato, è possibile ricavare risultati di disaggregazione per tutti i siti italiani per quattro ordinate spettrali, quali 0sec (PGA), 0.5, 1.0 e 1.5 secondi, e per quattro periodi di ritorno, pari a 50, 475, 975 e 2475 anni. Nel caso si faccia riferimento a periodi di ritorno diversi da quelli precedentemente elencati, il programma fornisce automaticamente la disaggregazione con il periodo di ritorno più prossimo a quello scelto tra quelli elencati. Per questo motivo nel caso in esame si è scelto di utilizzare per la disaggregazione i risultati disponibili sul sito dell'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>), grazie al quale, inserendo le coordinate geografiche di Roccaforte del Greco, è possibile ricavare tramite le mappe interattive di pericolosità sismica, il grafico di disaggregazione relativo al sito selezionato. Applicando la procedura esposta in riferimento allo stato limite ultimo si ottiene quanto visibile in Figura 8.4.

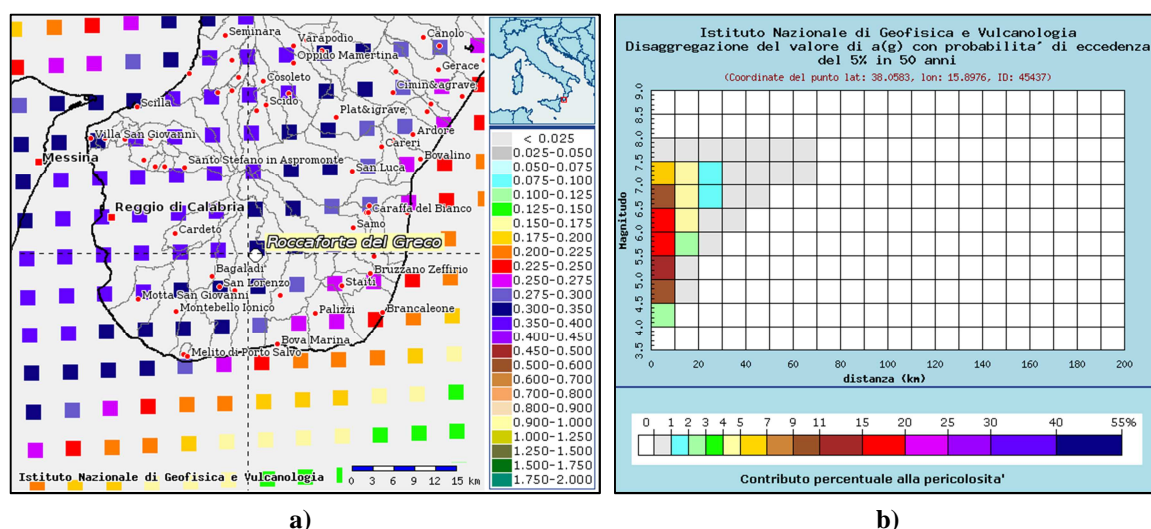


Figura 8.4 – Mappa interattiva di pericolosità sismica a) e risultati della disaggregazione per il sito di Roccaforte del Greco (RC) b) valutati per lo SLC con una $P_{VR} = 5\%$ (da <http://esse1-gis.mi.ingv.it>)

I risultati sono forniti anche sotto forma di tabella dove sono visibili i valori medi di magnitudo e distanza che nel caso specifico risultano essere $M = 6,03$ e $R = 7,24$ Km.

Applicando la stessa procedura si può valutare la disaggregazione nel caso dello stato limite di esercizio, ricavando i risultati mostrati in Figura 8.5:

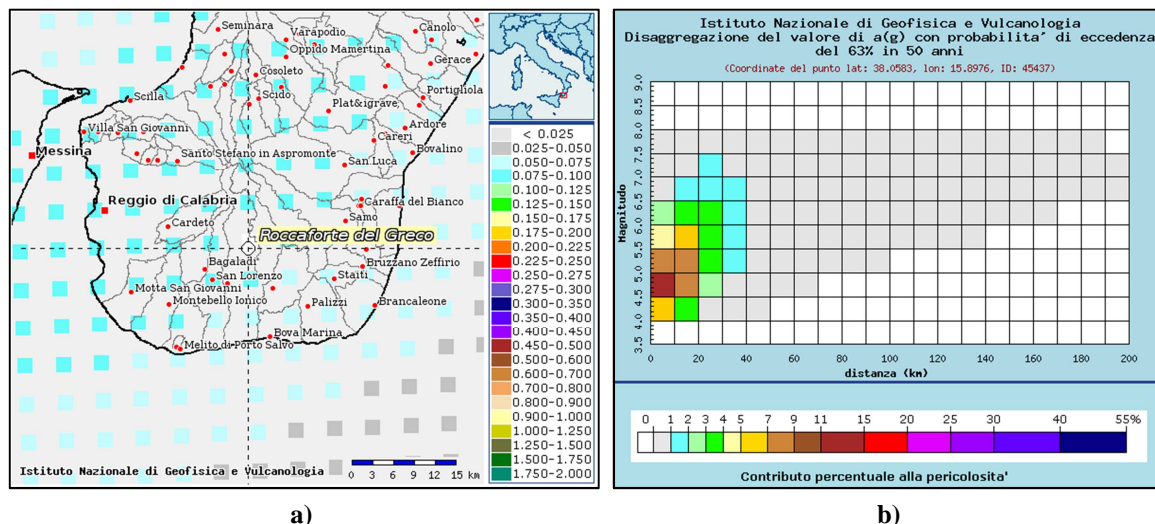


Figura 8.5 – Mappa interattiva di pericolosità sismica a) e risultati della disaggregazione per il sito di Roccaforte del Greco (RC) b) valutati per lo SLD con una $P_{VR} = 63\%$ (da <http://esse1-gis.mi.ingv.it>)

Anche in questo caso sono disponibili i risultati sotto forma di tabella, dove sono forniti i valori medi di magnitudo e distanza, rispettivamente pari a: $M = 5,46$ e $R = 17,90$ Km.

In Figura 8.6 viene mostrato il risultato del processo di disaggregazione ottenuto dal programma REXEL (Iervolino et Al., 2009), per entrambi gli stati limite considerati.

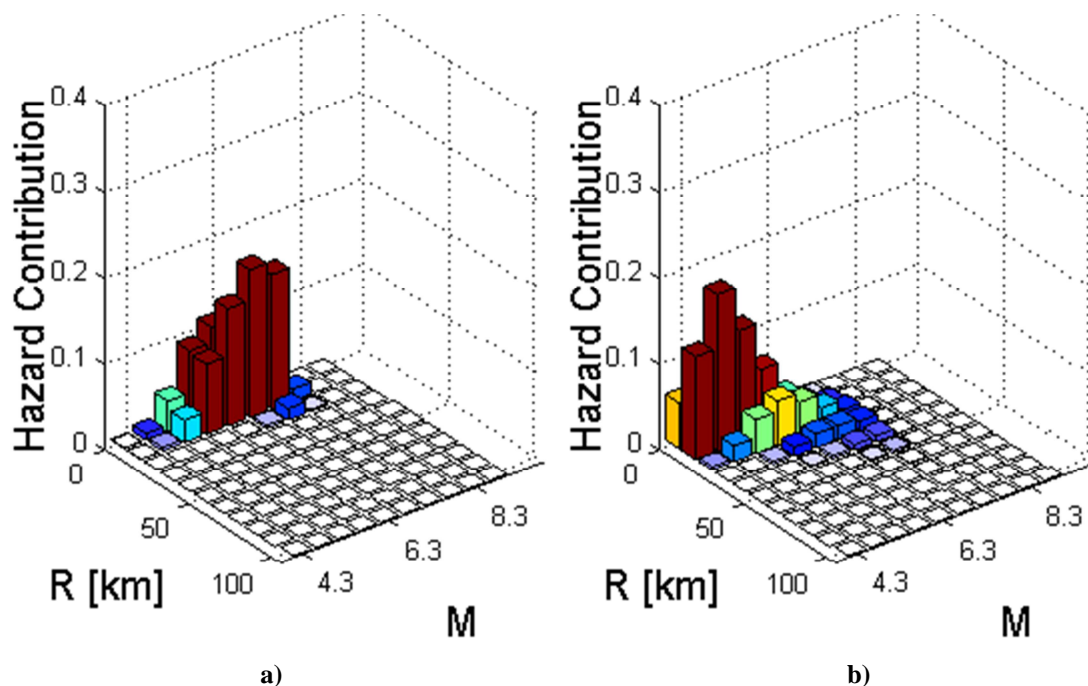


Figura 8.6 – Distribuzione dei parametri di magnitudo M e distanza R della disaggregazione della pericolosità sismica calcolata per il sito di Roccaforte del Greco (RC), tramite il programma REXEL v 3.5 (Iervolino et Al., 2009), per lo stato limite di prevenzione del collasso a) e per lo stato limite di danno b)

8.4.3 Ricerca degli accelerogrammi da considerare nelle analisi

Gli accelerogrammi possono essere selezionati tramite i database inclusi nel software: l'European Strong-motion Database (ESD), scaricabile dal sito internet <http://www.isesd.cv.ic.ac.uk>, l'Italian Accelerometric Archive (ITACA), sviluppato dall'INGV, scaricabile dal sito internet <http://itaca.mi.ingv.it> e il database contenente Selected Input Motions for displacement-Based Assessment and Design (SIMBAD v 3.0) di Smerzini & Paolucci (2011), scegliendo intervalli di magnitudo M (magnitudo momento per record di ESD associati a suoli di classe da A a D, magnitudo locale per record associati a suoli di classe E; magnitudo momento per tutti i record ITACA) e di distanza epicentrale R in chilometri. Infine è necessario specificare se si intende considerare accelerogrammi provenienti dalla stessa geologia locale del sito in esame (cioè dallo stesso tipo di suolo utilizzato per la costruzione dello spettro target) o da una qualsiasi classe di suolo.

Una volta forniti tali valori il software restituisce il numero di registrazioni disponibili in questi intervalli, tra le quali opererà la successiva selezione. La scelta viene in questo caso eseguita utilizzando gli intervalli di magnitudo (M) e distanza epicentrale (R) valutati dalla disaggregazione e rispettivamente pari a: $6 \leq M \leq 8$ e $0 \leq R \leq 10$ per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso e $5 \leq M \leq 6$ e $0 \leq R \leq 35$ per lo stato limite di esercizio di danno. Per la ricerca si fa riferimento al database ESD e si selezionano accelerogrammi provenienti dalla stessa geologia locale del sito in esame.

8.4.4 Definizione dei parametri per corrispondenza spettrale

Una volta eseguita la ricerca preliminare all'interno dei database, è necessario specificare la tolleranza con cui lo spettro medio della combinazione deve rispettare il target in un intervallo di periodi specificatamente definito, comunque compreso tra 0 e 4 sec. In altre parole devono essere specificate la sottostima (limite inferiore) e la sovrastima (limite superiore) massime in termini percentuali rispetto allo spettro di riferimento e l'intervallo di periodi di interesse $T1$, $T2$, in secondi. Il programma permette di ricavare attraverso delle analisi combinazioni di accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa che non necessitano di essere scalati, ma anche gruppi di accelerogrammi normalizzati rispetto alla propria PGA, che risultano compatibili con lo spettro solo se scalati linearmente. Nel caso si ricerchino accelerogrammi scalati, deve essere specificato un valore massimo del fattore di scala medio che si intende utilizzare, per il quale possono essere suggeriti dei valori limite stimati tra 0,25 e 4 (Krinitszky & Chang, 1979; Vanmarke, 1979).

Per il caso in esame si fa riferimento ad accelerogrammi scalati, imponendo un fattore di scala medio, massimo di 4, una tolleranza superiore del 30% ed inferiore del 10% e infine un periodo di riferimento compreso tra $T1 = 0,15$ sec e $T2 = 0,7$ sec.

Per la scelta del periodo di riferimento è stato assunto come valore inferiore ($T1 = 0,15$ sec), quello minimo stabilito dalle NTC08, per il valore superiore $T2$, pur tenendo presente quando esposto nel § 8.3.1, è stato scelto un valore tale da individuare un intervallo comprendente i

periodi fondamentali delle dighe, valutati in funzione delle diverse combinazioni tra i materiali costituenti il core e lo shell, utilizzando la formula proposta da Gazetas (1987):

$$T = 2,57 \frac{H}{V_s} \quad (8.10)$$

dove: H rappresenta l'altezza della diga, mentre V_s è la velocità di propagazione delle onde sismiche calcolata utilizzando la formula:

$$\overline{V_s} = \sqrt{\overline{G_0}/\rho} \quad (8.11)$$

nella quale i valori di $\overline{V_s}$ e $\overline{G_0}$ sono riferiti alle medie dei valori della velocità di propagazione delle onde sismiche e del modulo di taglio massimo (le cui funzioni sono visibili nel Capitolo VII, per tutti i materiali adoperati), mentre il termine ρ identifica la densità del materiale.

Applicando la (8.11) si possono calcolare i valori di $\overline{V_s}$, per lo shell e per il core, come segue.

Calcolo di $\overline{V_s}$ per lo shell

Per $\overline{G_{0s1}} \Rightarrow \overline{V_{ss1}} = 666,31 \text{ m/s}$

Per $\overline{G_{0s2}} \Rightarrow \overline{V_{ss2}} = 470,85 \text{ m/s}$

Calcolo $\overline{V_s}$ per il core

Per $\overline{G_{0c1}} \Rightarrow \overline{V_{sc1}} = 456,90 \text{ m/s}$

Per $\overline{G_{0c2}} \Rightarrow \overline{V_{sc2}} = 225,32 \text{ m/s}$

Combinando i materiali e applicando la (8.10) si ottengono i valori del periodo fondamentale della diga, per un'altezza $H = 60\text{m}$ e $H = 30\text{m}$, visibili in Tabella 8.6.

Tabella 8.6 – Valori della velocità di propagazione delle onde sismiche $\overline{V_s}$ e del periodo fondamentale della diga per un'altezza di 60m e di 30m, valutati combinando i diversi materiali costituenti lo shell ed il core

Combinazione tra materiale shell (s_i) e core (c_i)	Velocità di propagazione $\overline{V_s}$ [m/s]	Periodo fondamentale diga $H=60 \text{ m}$ T [s]	Periodo fondamentale diga $H=30 \text{ m}$ T [s]
s1c1	$\overline{V_{ss1c1}} = 634.59$	$T_{ss1c1} = 0.24$	$T_{ss1c1} = 0.12$
s1c2	$\overline{V_{ss1c2}} = 599.50$	$T_{ss1c2} = 0.26$	$T_{ss1c2} = 0.13$
s2c1	$\overline{V_{ss2c1}} = 468.74$	$T_{ss2c1} = 0.33$	$T_{ss2c1} = 0.16$
s2c2	$\overline{V_{ss2c2}} = 433.65$	$T_{ss2c2} = 0.36$	$T_{ss2c2} = 0.18$

8.4.5 Ricerca delle combinazioni

A questo punto è possibile analizzare tutte le possibili combinazioni di sette spettri che si possono comporre in base ai parametri precedentemente definiti, al fine di verificarne la compatibilità con lo spettro di normativa.

Nel caso in esame si procede ad una ricerca per analisi spaziali di 7 gruppi di accelerogrammi, che includono le due componenti orizzontali più la componente verticale delle registrazioni.

Così facendo la selezione automatica avviene secondo due passi successivi, prima vengono cercate le combinazioni compatibili relativamente alla componente orizzontale dello spettro (7 coppie), successivamente il programma analizza le combinazioni trovate e ne verifica la spettro compatibilità anche relativamente alla componente verticale. Per il secondo passaggio il programma chiede di specificare i vincoli di tolleranza con lo spettro target e l'intervallo di periodi di interesse, che nel caso in esame viene mantenuto inalterato rispetto quello selezionato per le componenti orizzontali.

8.4.6 Analisi dell'output

Il programma restituisce una lista in formato .txt delle combinazioni il cui spettro medio rispetta la compatibilità con il target nell'intervallo di periodi prescelto e con la tolleranza prevista. Per ogni combinazione sono visibili: lo spettro di normativa; la banda di tolleranza; l'intervallo di periodi e la legenda che fornisce, i codici delle singole forme d'onda, i codici dei terremoti (EQ) secondo il database scelto e nel caso di combinazioni adimensionali, i fattori di scala (F_s) dei singoli accelerogrammi.

Le combinazioni della lista sono univocamente identificate da un numero progressivo tramite il quale è possibile visualizzarle graficamente e per la quale il programma crea automaticamente un file .zip contenente gli accelerogrammi della combinazione visualizzata. Per ciascuna combinazione è possibile ottenere le informazioni sismologiche sui singoli accelerogrammi, insieme ai valori medi di magnitudo e distanza della combinazione.

8.4.7 Criteri di selezione

Il programma mostra le combinazioni in modo ordinato, cioè permette di visualizzare per prima la combinazione che meglio approssima lo spettro di normativa e in seguito tutte le altre. Questo significa che procedendo progressivamente con la lista si hanno, minimi, peggioramenti nel rispetto del requisito di spettro compatibilità, pur rimanendo negli intervalli di tolleranza stabiliti durante la selezione. Si intuisce quindi, che sarebbe bene selezionare la prima combinazione mostrata, o quantomeno evitare di allontanarsi troppo da essa, ma si deve tenere presente che il programma per ottenere la spettro-compatibilità tende in alcuni casi a considerare più volte lo stesso evento sismico, applicando fattori di scala diversi. Il criterio di selezione adottato nel caso di studio è stato quello di visualizzare progressivamente tutte le combinazioni, fino a trovare quella per la quale erano stati selezionati almeno cinque eventi sismici diversi, sia per le componenti orizzontali che per quelle verticali e verificando successivamente che lo spettro medio della combinazione dei cinque accelerogrammi selezionati fosse spettro-compatibile con lo spettro di normativa nel periodo di interesse. Applicando questa procedura sono state ricavate le combinazioni orizzontali e verticali, visibili nei grafici 8.2 e 8.3, le cui caratteristiche sono mostrate nelle tabelle 8.7 e 8.8.

Tabella 8.7 – Caratteristiche identificative delle combinazioni adottate per lo studio per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA _x [g]	PGA _z [g]	F _{sx}	F _{sz}
000055	Friuli	06/05/1976	6.5	23	0,36	0,27	1,25	1,53
000198	Montenegro	15/04/1979	6.9	21	0,18	0,21	2,47	1,93
000290	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	32	0,22	0,23	2,07	1,73
006500	Duzce 1	12/11/1999	7.2	23	0,50	0,18	0,90	2,24
007142	Bingol	01/05/2003	6.3	14	0,51	0,45	0,87	0,90

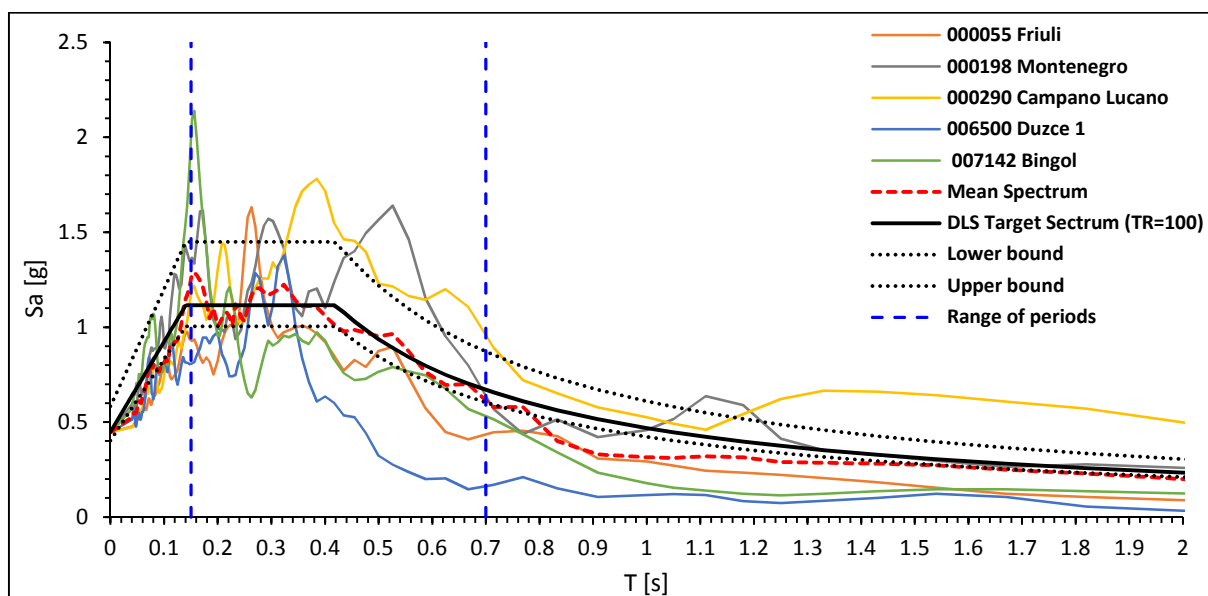


Grafico 8.2 – Spettro-compatibilità delle componenti orizzontali selezionate per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso

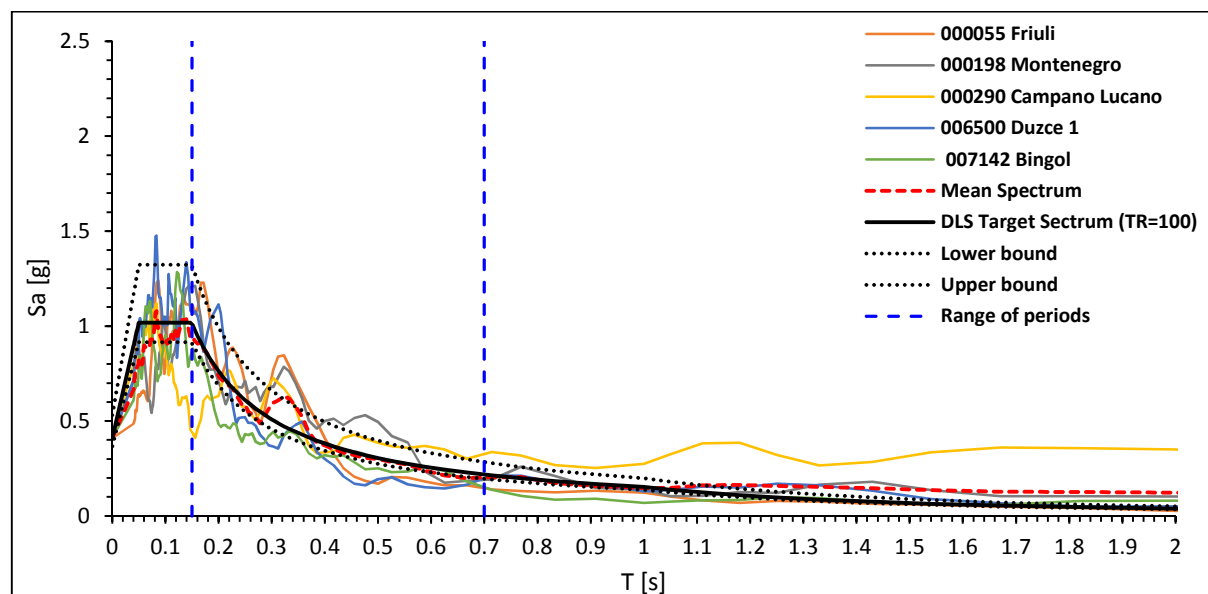


Grafico 8.3 – Spettro-compatibilità delle componenti verticali selezionate per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso

Tabella 8.8 – Caratteristiche identificative delle combinazioni adottate per lo studio per lo stato limite di esercizio di danno

Waveform ID	Earthquake Name	Date	Mw	Epicentral Distance [km]	PGA _x [g]	PGA _z [g]	F _{sx}	F _{sz}
000652	Umbria Marche	14/10/1997	5.6	12	0,07	0,05	1,76	1,13
000822	Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	5	0,16	0,21	0,80	0,28
000982	Friuli (aftershock)	16/09/1977	5.4	9	0,19	0,06	0,66	1,00
005038	Oelfus	13/11/1998	5.1	11	0,04	0,07	3,26	0,85
005090	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5.4	18	0,03	0,02	3,99	3,02

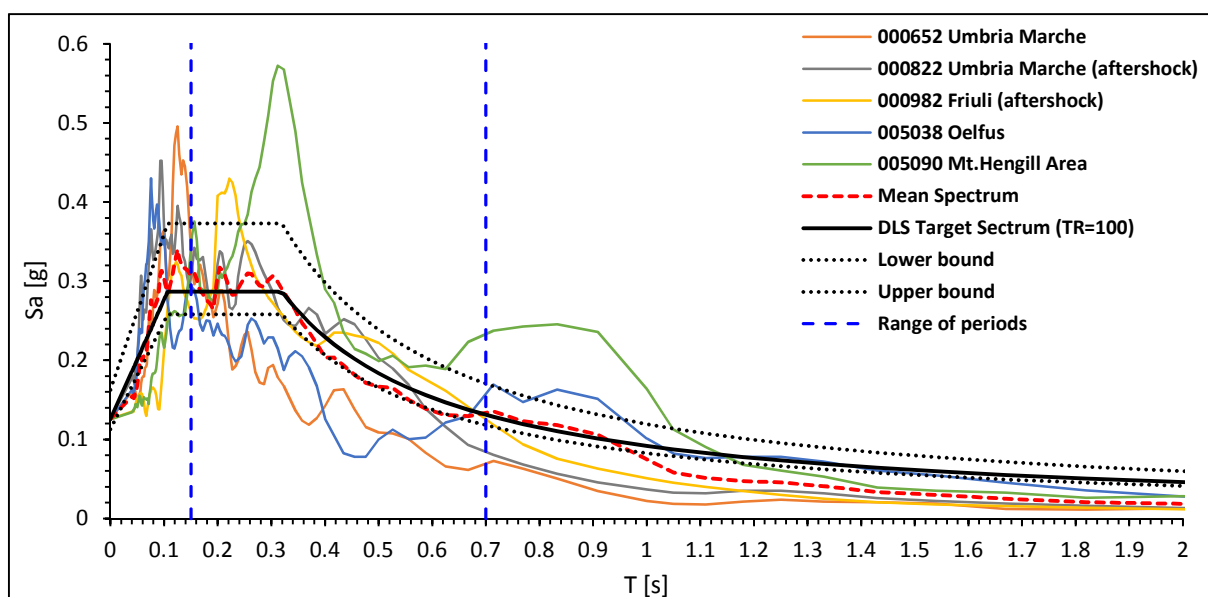


Grafico 8.4 – Spettro-compatibilità delle componenti orizzontali selezionate per lo stato limite di esercizio di danno

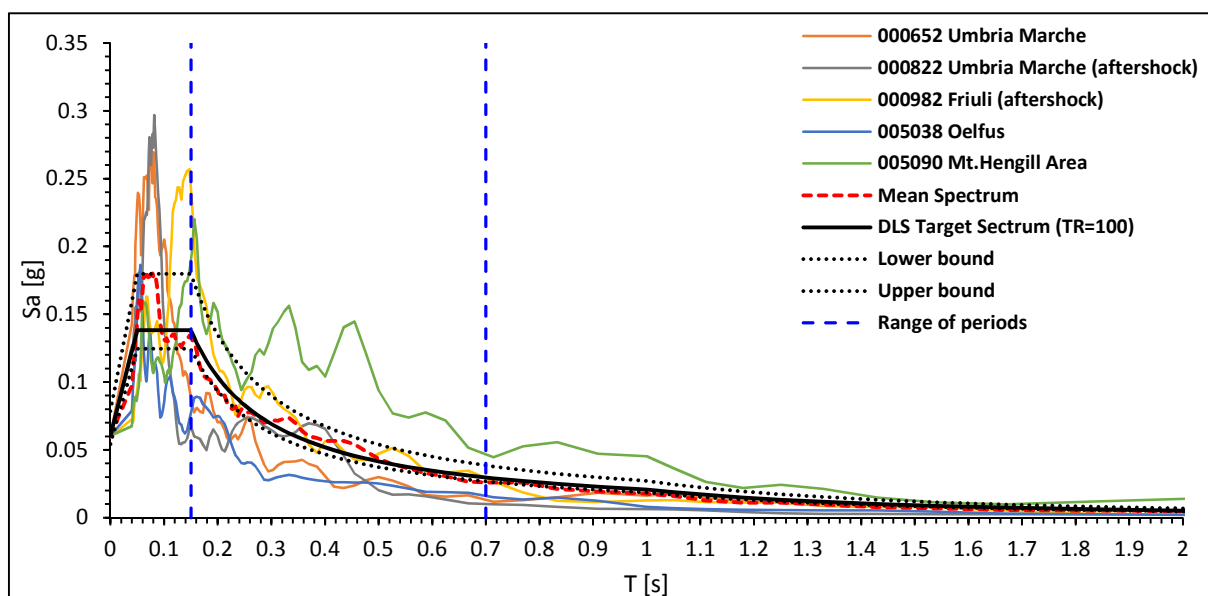


Grafico 8.5 – Spettro-compatibilità delle componenti verticali selezionate per lo stato limite di esercizio di danno

Capitolo IX

Costruzione del modello numerico per i casi di studio

9.1 Descrizione del programma scelto per le analisi

Per eseguire le analisi di risposta sismica delle dighe in terra selezionate è stato adoperato il programma GeoStudio 2007 commercializzato dalla GEO-SLOPE utilizzando il codice QUAKE/W. Questo codice integra le equazioni del moto nel dominio del tempo e consente di eseguire analisi non lineari e lineari equivalenti.

I dati di input sono rappresentati dalle curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D (assegnato in valore assoluto) con la deformazione ciclica di taglio γ , e dal profilo di rigidezza a taglio iniziale con la profondità G_0 .

Per definire lo stato tensionale iniziale si utilizza il codice SEEP/W, tramite il quale viene eseguita un'analisi di filtrazione che permette di ricavare la distribuzione delle pressioni interstiziali in condizioni statiche. In seguito lo stato tensionale iniziale è definito mediante l'applicazione della gravità con un'analisi elastica preliminare in condizioni statiche.

Il moto sismico è assegnato mediante un accelerogramma applicato ai nodi del contorno di base del modello. Bisogna prestare particolare attenzione ad evitare che si verifichino fenomeni di riflessione delle onde in corrispondenza dei contorni laterali. Per ridurre questi effetti il codice consente l'applicazione di smorzatori viscosi ai nodi dei contorni verticali della maglia, applicando una resistenza al moto proporzionale alla sua velocità.

Sostanzialmente il programma consente di definire l'area di lavoro, la scala di rappresentazione, la spaziatura della griglia rappresentante gli elementi costituenti il corpo diga, disegnare gli assi di riferimento e la geometria del problema, le tipologie dei materiali costituenti la struttura e la fondazione rappresentati dalle loro caratteristiche meccaniche e dinamiche. Successivamente occorre ricavare lo stato tensionale iniziale che costituisce il punto di partenza di un'analisi dinamica agli elementi finiti eseguita con il codice di calcolo QUAKE/W. Il passo successivo è quello di definire l'analisi dinamica attraverso la funzione di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e la funzione di variazione del rapporto di smorzamento D , in funzione del livello di deformazione tangenziale γ , nonché le proprietà dei materiali. Infine tramite il codice SIGMA/W è possibile eseguire l'analisi dinamica delle deformazioni, tramite la quale possono essere ricavati i valori degli spostamenti dei punti selezionati del corpo diga.

Di seguito saranno espresse le varie scelte adottate per la definizione completa del modello numerico utilizzato per i casi di studio esaminati.

9.2 Scelta del tipo di modello

Per la scelta del tipo di modello da adottare per le analisi di risposta sismica delle dighe in terra di interesse per lo studio in esame, si è fatto riferimento allo studio eseguito nell'ambito di una tesi di dottorato (Banti, 2017), riguardante l'adeguamento sismico delle dighe in terra. La tesi è stata svolta nell'ambito del dottorato internazionale, Civil and Environmental Engineering, presso il DICEA (Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale), dell'Università degli Studi di Firenze. Lo studio si è svolto in parte nel centro di ricerca KAIST (Korea Advanced Institute of Science and Technology) della Corea del Sud, sotto la guida del Prof. Dong Soo Kim. I tecnici del KAIST hanno effettuato prove in centrifuga volte a studiare i comportamenti dinamici di dighe in terra zonate, di materiali assimilabili a quelli scelti per le dighe oggetto di questo studio. La riproduzione numerica della risposta sismica di tali prove sperimentali, ha permesso di validare la modellazione sismica eseguita con il software agli elementi finiti QUAKE/W, con il quale sono state effettuate le successive prove parametriche. Sono state inoltre eseguite preliminarmente una serie di analisi di risposta sismica locale per testare il codice QUAKE/W, con l'obiettivo di verificare l'influenza sulla risposta ricavata dei seguenti parametri:

- distanza dei bordi laterali del modello;
- dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello;
- presenza di eventuali smorzatori viscosi posizionati in corrispondenza dei bordi;
- selezione del numero di time step con cui QUAKE/W legge l'accelerogramma.

Infine sono stati definiti: la geometria, i modelli costitutivi, le condizioni al contorno, l'applicazione del input sismico e gli effetti idrodinamici.

9.2.1 Distanza dei bordi laterali del modello

La distanza alla quale riferirsi per la modellazione della fondazione, è stata valutata in modo da evitare che nell'elaborazione del modello si potessero verificare fenomeni di riflessione delle onde sismiche tali da produrre amplificazioni delle risposte.

Nella realtà il terreno di fondazione risulta essere infinitamente esteso e la propagazione delle onde può avvenire in entrambe le direzioni indisturbata. Per riprodurre un modello che tenga conto di questo aspetto sono state svolte delle analisi preliminari adottando diverse distanze e mantenendo inalterati tutti gli altri parametri.

I risultati ottenuti sono stati confrontati in modo da valutare l'estensione minima adottabile per non incorrere in fenomeni tali da influenzare i risultati finali dell'elaborazione. Dalle analisi effettuate si è potuto osservare che la distanza minima adottabile risulta essere pari a 120m, infatti distanze superiori non producevano cambiamenti nei risultati, mentre distanze inferiori tendevano ad influenzare la risposta sismica, producendo fenomeni di amplificazioni nello strato di fondazione e una variazione considerevole dei risultati.

9.2.2 Dimensione degli elementi finiti per la discretizzazione del modello

Per poter discretizzare il modello deve essere definita la maglia che identifica gli elementi costituenti il modello stesso. Per la scelta della dimensione da assegnare agli elementi della maglia si adotta la formula proposta da Kuhelemeyer & Lysmer (1973), al fine di evitare distorsioni nella propagazione del moto del suolo:

$$H_{max} = \frac{1}{6} \div \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{max}} \quad (9.1)$$

dove f_{max} è la frequenza massima determinata dallo spettro di Fourier relativo all'accelerogramma riferito all'evento sismico analizzato, mentre V_s è la velocità di propagazione delle onde sismiche attraverso il materiale costituente il corpo diga.

Per quanto riguarda il calcolo della frequenza massima f_{max} è stato utilizzato il programma DEGTRA (di Mario Ordaz), tramite il quale sono stati individuati i valori massimi della frequenza per gli accelerogrammi selezionati.

Essendo il termine rappresentate la massima frequenza al denominatore della formula, si è scelto di utilizzare il valore più alto ottenuto, quindi $f_{max} = 20 H_z$.

Per il calcolo della velocità di propagazione delle onde V_s è stata utilizzata la formula (8.11) $\bar{V}_s = \sqrt{\bar{G}_0/\rho}$ i cui valori sono definiti come al precedente § 8.4.4.

Applicando le formule (9.1) e (8.11) per le quattro curve (una superiore e l'altra inferiore, per i materiali caratterizzanti lo shell e il core) identificanti la variazione del modulo di taglio G_0 , visibili nel Capitolo VII, si ottengono utilizzando i quattro valori medi di \bar{G}_0 , tramite la (8.11) le velocità di propagazione medie e successivamente adottando per la formula (9.1) un rapporto di 1/6 e una $f_{max} = 20 H_z$, i valori delle altezze massime H_{max} da assegnare agli elementi della griglia mostrati in seguito.

Dimensionamento della mesh per lo shell

Per $\bar{G}_{0s1} \Rightarrow \bar{V}_{ss1} = 666,31 \text{ m/s} \Rightarrow H_{maxs1} \cong 6m$

Per $\bar{G}_{0s2} \Rightarrow \bar{V}_{ss2} = 470,85 \text{ m/s} \Rightarrow H_{maxs2} \cong 4m$

Dimensionamento della mesh per il core

Per $\bar{G}_{0c1} \Rightarrow \bar{V}_{sc1} = 456,90 \text{ m/s} \Rightarrow H_{maxc1} \cong 4m$

Per $\bar{G}_{0c2} \Rightarrow \bar{V}_{sc2} = 225,32 \text{ m/s} \Rightarrow H_{maxc2} \cong 2m$

Dimensionamento della mesh per il bedrock

Per il bedrock da quanto esposto al § 1.2.1, assumendo un valore di $G_0 = 24000000 \text{ KPa}$ e di $\rho = 2,75 \text{ Kg/m}^3$, si ricava un valore di $V_{sb} = 2954,20 \text{ m/s}$ e di $H_{maxb} \cong 25m$.

Si deve tenere presente che se da un lato un aumento del numero degli elementi della maglia determina un'analisi più dettagliata del modello, di contro la scelta di una maglia eccessivamente fitta può compromettere la riuscita dell'analisi, infatti infittendo la mesh viene

richiesto un calcolo più elaborato che a volte risulta eccessivamente gravoso per il programma, tanto da non riuscire a portarlo a termine.

Per questo motivo per evitare di appesantire più del necessario il calcolo, la scelta dell'altezza massima da assegnare agli elementi della griglia va ben ponderata, cercando di trovare il valore limite, tale che infittendo la maglia il risultato non cambi. A tal proposito le istruzioni del programma GeoStudio 2007 non danno indicazioni specifiche sulle massime o minime dimensioni adottabili, ma si limitano a suggerire che le maglie selezionate possono considerarsi compatibili se visualizzando l'immagine al 100% le aree delle mesh risultano ben distinguibili. Tenendo presente quanto detto si è scelto di adottare per il core e per lo shell i valori di H_{max} più piccoli determinati in precedenza, senza rimpicciolire ulteriormente la maglia, per quanto riguarda il bedrock, avendo ricavato un valore della massima altezza molto grande, si è scelto invece di adottare una dimensione più piccola. In conclusione sono state assegnate ai vari elementi costituenti il modello i seguenti valori dell'altezza massima della mesh: per il core $H_{max} = 2m$; per lo shell $H_{max} = 4m$; per il bedrock $H_{max} = 5m$.

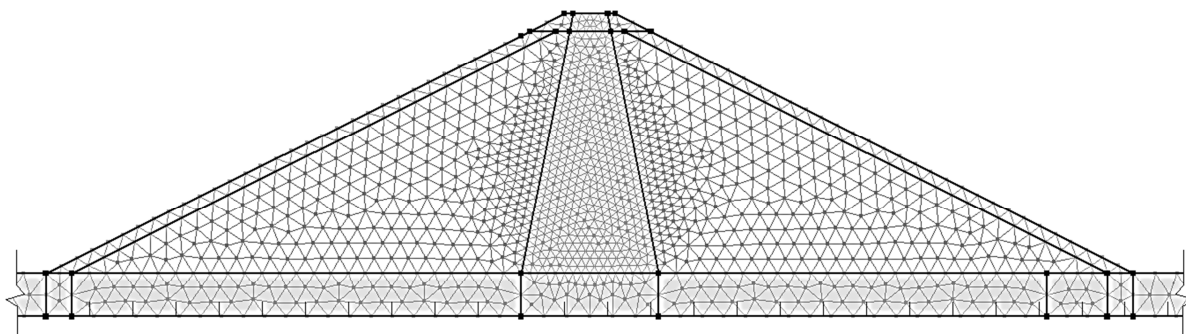


Figura 9.1 – Rappresentazione grafica della maglia adottata per il modello utilizzato per le analisi

9.2.3 Presenza di eventuali smorzatori viscosi in corrispondenza dei bordi

Da quanto esposto in precedenza si intuisce che in un'analisi agli elementi finiti è bene minimizzare il numero degli elementi al fine di agevolare le operazioni computazionali, ma ridurre il loro numero significa minimizzare le dimensioni delle regioni discretizzanti il modello, che sono legate alla velocità di propagazione delle onde e alla gamma di frequenza di interesse. Inoltre va tenuto presente che al diminuire della dimensione della regione discretizzante aumenta l'influenza delle condizioni al contorno.

Nei problemi di dinamica e di interazione tra la struttura e il suolo, per evitare di incorrere in errori nella valutazione della risposta sismica nel caso di terreni di fondazione rigidi e nel caso in cui la regione di interesse sia posta a distanza considerevole, si deve tenere conto degli effetti smorzanti per i quali l'energia delle onde sismiche può subire anche forti cambiamenti. Per simulare lo smorzamento delle onde sismiche si devono applicare degli accorgimenti ai confini del bedrock, che prendendo come riferimento quanto esposto da Kramer (1996), si possono esprimere attraverso l'applicazione di particolari vincoli, che vanno a identificare tre diverse situazioni mostrate in Figura 9.2: confini elementari, confini locali, confini coerenti.

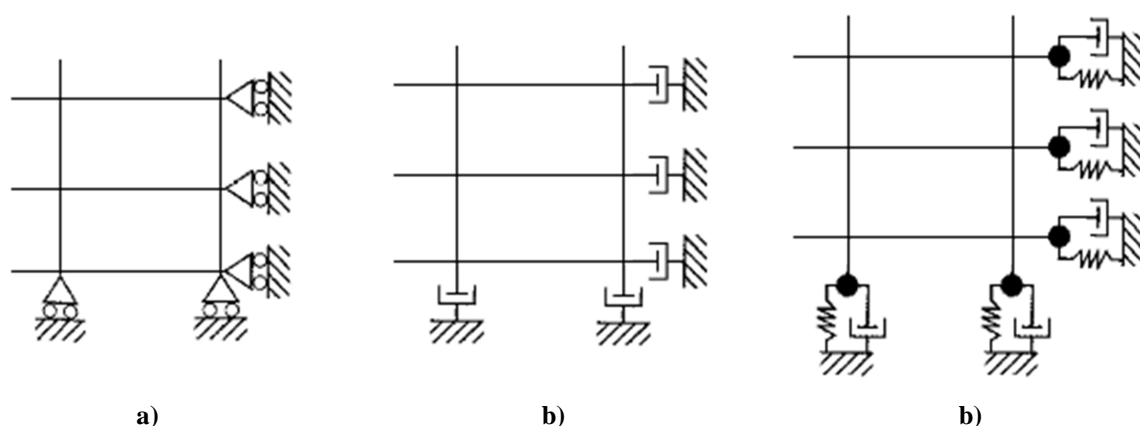


Figura 9.2 – Diverse tipologie di confinamento per le maglie dei modelli agli elementi finiti: confini elementari in cui sono nulli gli spostamenti a), confini locali rappresentati tramite smorzatori viscosi b) confini coerenti rappresentati da masse collegate a smorzatori viscosi e molle c) (da Kramer, 1996)

I confini elementari determinano una condizione di spostamento nullo (Figura 9.2a)), ma questo tipo di confinamento genera fenomeni di riflessione delle onde verso la parte interna dell'elemento, che nella realtà sarebbero in grado di propagarsi all'esterno dell'area di interesse, e possono modificare fortemente i risultati provocando gravi errori. Questi vincoli possono essere adoperati in punti posti a grande distanza dall'area di interesse, presupponendo che le caratteristiche smorzanti della roccia di fondazione possano determinare l'assorbimento della maggior parte dell'energia delle onde riflesse dai confini laterali, in modo da eliminare gli effetti di riflessione delle onde rendendoli influenti. In altri termini decidendo di utilizzare questo vincolo si dovrebbe ingrandire il modello in modo tale da minimizzare, se non annullare, questi effetti facendo affidamento alle caratteristiche smorzanti della roccia, questa soluzione comporterebbe però una richiesta computazionale eccessivamente gravosa.

Un tipo di confinamento molto utilizzato è quello che prevede l'uso di ammortizzatori viscosi (Figura 9.2b)). Può essere dimostrato (Wolf 1985) che il valore del coefficiente da utilizzare per definire l'ammortizzatore viscoso, in modo da assorbire tutta l'energia, dipende dall'angolo di inclinazione con cui le onde colpiscono il confine laterale. Nella realtà le onde colpiscono il bordo laterale con inclinazioni diverse, risulta quindi difficile trovare uno smorzatore viscoso che riesca ad annullare i fenomeni di riflessione, in quanto vi sarà sempre una minima parte di onde incidenti con un'inclinazione diversa da quella considerata che produrranno una riflessione. Anche in questo caso una soluzione può essere quella di aumentare la distanza tra il confine e l'area di interesse, in modo da far dissipare l'energia delle onde riflesse sfruttando le caratteristiche smorzanti della roccia di fondazione.

La tipologia di confinamento capace di assorbire tutti i tipi di onde di volume e di superficie per qualsiasi angolo di incidenza è quella che prevede i cosiddetti confini coerenti, che possono essere rappresentati da matrici di rigidità dipendenti dalla frequenza ottenute da equazioni integrali al contorno. Un esempio molto semplice di questo tipo di accorpamento è mostrato in Figura 9.2c).

9.2.4 Selezione del numero di time step

Il numero di time step indica l'intervallo con cui QUAKE/W legge l'accelerogramma, un loro aumento determina quindi un intervallo di lettura inferiore che tende a migliorare l'analisi rendendola più dettagliata.

Il criterio con cui è stato selezionato il numero di time step è stato quello adottato anche nei punti precedenti, cioè sono state ripetute varie analisi variando il numero di time step, fino al raggiungimento di risultati tra loro prossimi, tali da poter considerare che l'ottimizzazione del risultato conseguito, non giustifichi il notevole incremento dei tempi di calcolo che si produce intensificando gli intervalli di time step con cui QUAKE/W esegue l'analisi.

È stato possibile osservare che un intervallo adeguato nel quale suddividere l'intera durata dell'accelerogramma risulta essere pari a 0,01s. Il valore del numero di time step viene quindi ricavato di conseguenza, in funzione della durata dell'accelerogramma considerato, adottando un passo temporale pari a 0.01s.

9.2.5 Definizione del modello dinamico

Per la definizione del tipo di modello dinamico da adottare, a causa della mancanza di disponibilità di documenti riguardanti il comportamento sismico di casi reali di dighe in terra, si è fatto riferimento, come anticipato al § 9.2, ai risultati ottenuti dal confronto tra una serie di analisi svolte applicando il metodo lineare equivalente e quello non lineare tramite il software fornito da GeoStudio 2007, confrontati con quelli ricavati da due esperimenti di modellazione in centrifuga (Kim et Al., 2011, Park et Al., 2016a), eseguiti su modelli di dighe assimilabili a quelle oggetto di questo studio, svolti presso il Korea Advanced Institute of Science & Technology (KAIST), (Kim et Al., 2013).

Le modellazioni in centrifuga sono oggi molto utilizzate per riprodurre in scala ridotta le condizioni di stress di strutture geotecniche di grandi dimensioni, e nel corso degli anni sono state adoperate per studiare sperimentalmente il comportamento sismico delle dighe rivelandosi affidabili. Senza entrare nel dettaglio della calibrazione dei modelli confrontati e nella elaborazione dei risultati ottenuti dal loro confronto, che esulano dagli argomenti di questo studio, ci si limita a riassumere brevemente le indicazioni da essi assimilabili.

I confronti tra i risultati in termini di accelerazioni di picco, spettri di risposta e spostamenti, valutati sia in cresta che nel corpo diga, lato valle, hanno mostrato un buon accordo tra i risultati ottenuti dalle analisi lineari equivalenti e quelle non lineari.

Un altro aspetto interessante è quello relativo agli effetti delle pressioni interstiziali nella risposta sismica delle dighe confrontate. I test in centrifuga avevano analizzato la risposta sismica delle dighe, sia considerando tali effetti sia trascurandoli. Dai risultati si può giungere alla conclusione che questi effetti possono anche essere trascurati per lo studio in esame, in quanto l'aumento delle pressioni interstiziali dell'acqua dovuto ad un elevato livello di eccitazione non risulta essere particolarmente influente, anzi è stato riscontrato che l'acqua

raggiunge valori di pressione bassi, quindi l'analisi numerica dinamica può essere effettuata in termini di tensioni totali.

Un'ultima considerazione va fatta sugli effetti idrodinamici dovuti alla presenza dell'acqua d'invaso (per una trattazione più completa di questo aspetto si rimanda al § 9.7), dove anche in questo caso le prove in centrifuga hanno messo in evidenza che questi effetti possono essere trascurati, infatti la pressione idrodinamica sul paramento inclinato di mote della diga risulta essere molto bassa, tanto da non modificarcene il comportamento sismico.

Alla luce di quanto esposto, è stato adottato per l'analisi dinamica in tutti i casi, un modello lineare equivalente, applicando una ridistribuzione delle tensioni per il calcolo delle deformazioni e della rottura. La scelta è stata fondata sul fatto che modelli non lineari, come detto nei capitoli precedenti, per la loro definizione necessitano di una gran quantità di parametri, che nel caso in esame non essendo in possesso di specifiche prove in sito e in laboratorio tali da supportare tale scelta, non risultano disponibili. È stato quindi necessario bilanciare le difficoltà computazionali e la disponibilità di dati, scegliendo di adoperare un modello lineare equivalente. Infatti la congruenza tra i risultati delle analisi lineari equivalenti e quelle non lineari, ha permesso di optare per la scelta di tale modello, in quanto questa opzione risulta a parità di affidabilità migliore da un punto di vista computazionale, nel senso che permette di alleggerire il calcolo rendendolo di più facile elaborazione per il codice utilizzato.

Allo stesso modo si è scelto di non tenere conto delle pressioni interstiziali prodotte dall'azione dinamica indotta dal sisma. Anche in questo caso la bassa influenza che queste hanno avuto nella determinazione dei risultati ottenuti dal KAIST, e la compatibilità tra i loro risultati e quelli ottenuti dal codice di calcolo utilizzato per lo studio in questione, ha reso possibile giustificare di ignorare tali effetti, in modo da semplificare la procedura di analisi.

9.3 Definizione della geometria

Per la definizione della geometria del modello si fa riferimento per quello che riguarda le dimensioni del corpo diga e delle aree caratterizzanti lo shell e il core, a quanto esposto nel § 2.5. Per quello che riguarda la geometria dell'area caratterizzante la fondazione rocciosa o bedrock si fa riferimento a quanto esposto nel § 9.2.1 in cui è stata valutata una distanza dei bordi laterali di 120m a mote e a valle dell'opera.

L'altezza dell'area di fondazione è stata assunta pari a 10m, seguendo un criterio di selezione, mostrato nel dettaglio nel § 9.6.

La Figura 9.3 mostra gli elementi geometrici considerati e i modelli geometrici adottati per le analisi, ricordando che si tratta di una diga zonata con core verticale di altezza 60m (Figura 9.3a)), di una diga zonata con core inclinato di altezza 60m (Figura 9.3b)) e di una diga zonata con core verticale di altezza 30m (Figura 9.3c)).

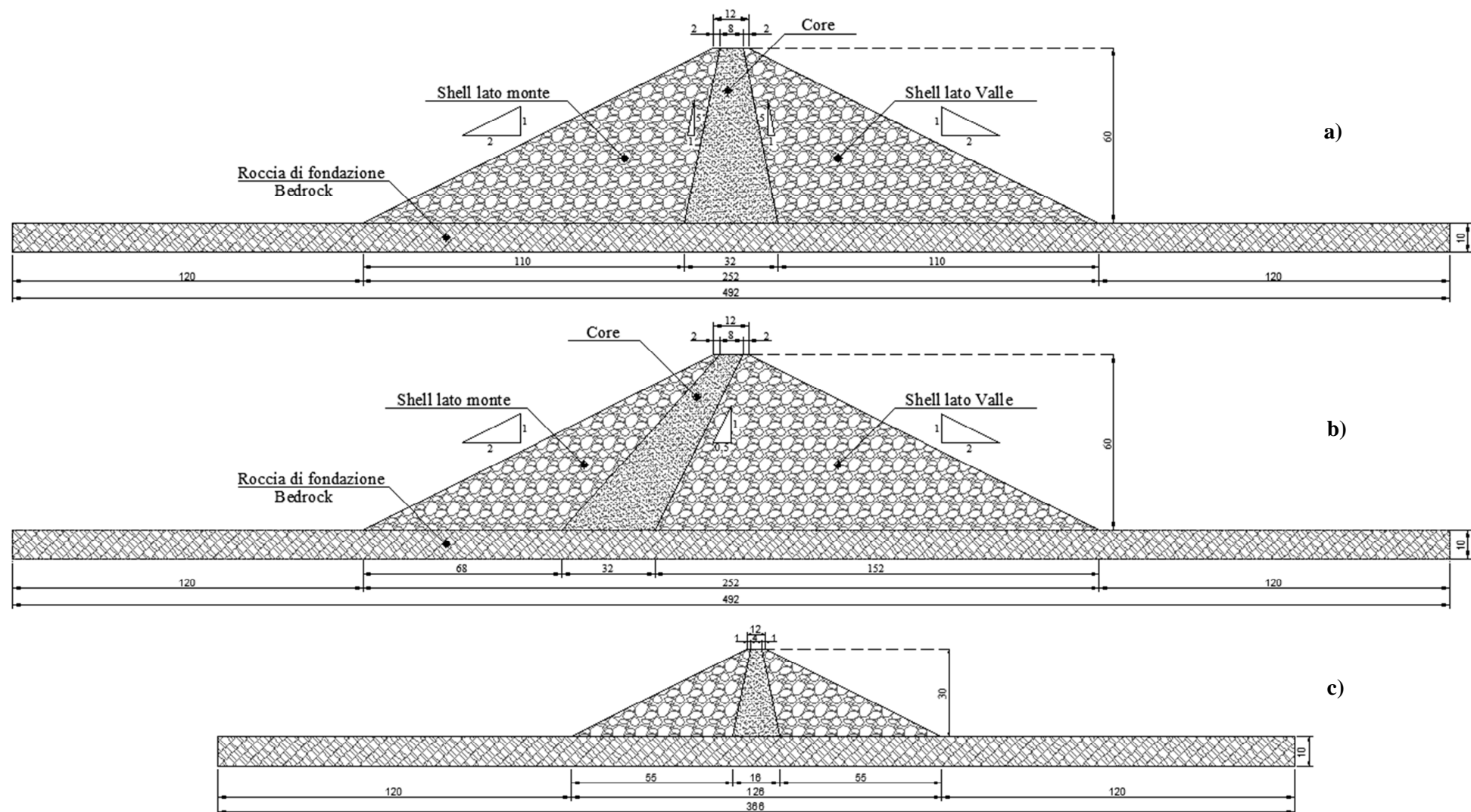


Figura 9.3 – Modelli geometrici adottati per le analisi: diga zonata alta 60m con core verticale a), diga zonata alta 60m con core inclinato b), diga zonata alta 30m con core verticale c)

9.4 Modelli costitutivi per i materiali

Le caratteristiche dei materiali scelti per il corpo diga sono state esposte nel dettaglio nel Capitolo VII a loro dedicato, dove sono mostrate le considerazioni e le equazioni utilizzate per ricavare i valori delle curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ , oltre che la definizione della legge di variazione del moduli di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m .

Ricordando che per la definizione delle curve di G/G_0 e di D sono state usate le formule (5.15) e (5.16) proposte da Yokota et Al. (1981), per la definizione del modello lineare equivalente iperbolico, e che per la determinazione delle curve di G_0 è stata eseguita un'interpolazione dei dati selezionati dalle prove su quei materiali ritenuti compatibili con quelli adottati per lo studio in esame, per praticità vengo mostrati di seguito i grafici delle sole curve in precedenza discusse, ricavati nel Capitolo VII, al quale si rimanda per maggiori dettagli.

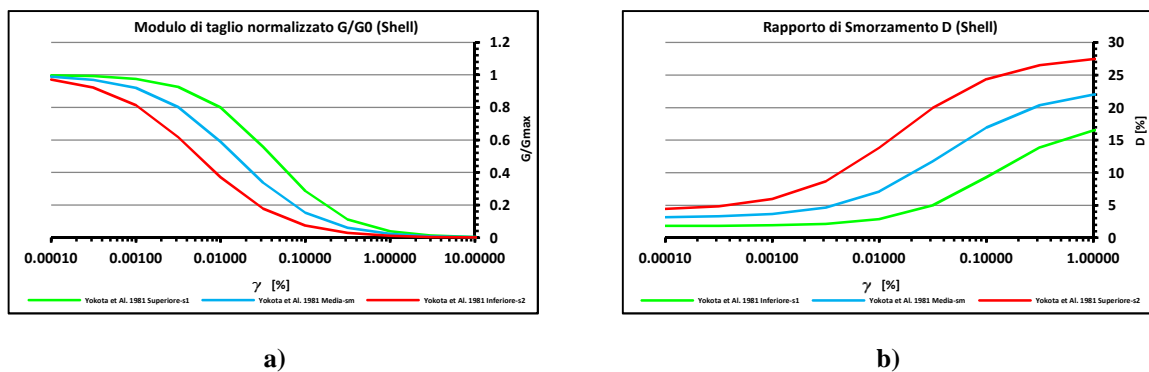


Grafico 9.1 - Legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 a) e legge di variazione dello smorzamento D b) con l'ampiezza della deformazione γ , per lo shell

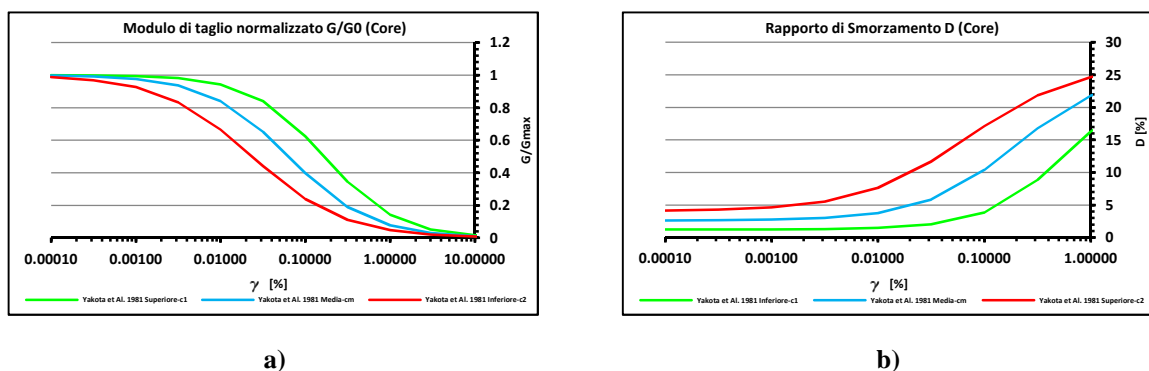


Grafico 9.2 - Legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 a) e legge di variazione dello smorzamento D b) con l'ampiezza della deformazione γ , per il core

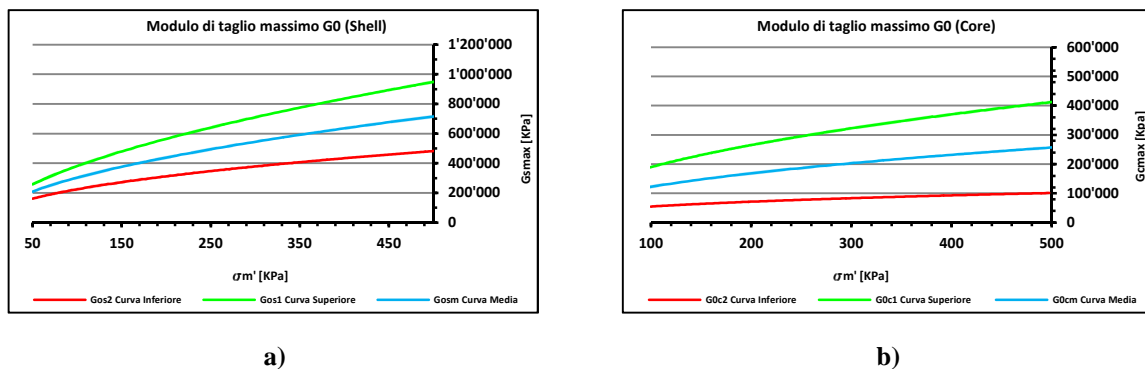


Grafico 9.3 - Legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , per lo shell a) e per il core b).

Per quanto riguarda il materiale di fondazione è stato utilizzato un valore del modulo di taglio massimo G_0 costante pari a 240000000 KPa (vedere § 1.2.1) e per il rapporto di smorzamento D un valore costante pari a 0,01.

I valori assegnati agli altri coefficienti caratterizzanti i materiali scelti sono mostrati in tabella 9.1, riprendendo quanto già esposto nel Capitolo VII a riguardo dei materiali usati per lo shell e il core, e al § 1.2.1 per il materiale di fondazione.

Tabella 9.1 – Caratteristiche dei materiali costituenti il modello adottato per le analisi

Materiale	γ [KN/m^3]	ν	c' [KPa]	φ' [$^\circ$]	K
Shell	22	0,3	10	40	2×10^{-6}
Core	20	0,4	30	25	2×10^{-10}
Bedrock	27	0,25	-	40	1×10^{-10}

9.5 Condizioni al contorno

Nel parlare delle condizioni al contorno selezionate per definire il modello utilizzato per le analisi ci si allaccia in parte a quanto detto nel § 9.2.3, per quello che riguarda le condizioni al contorno utilizzate nelle aree di confine della fondazione. Un altro aspetto importante riguarda i vari codici di calcolo utilizzati in sequenza dal programma GeoStudio 2007, per arrivare alla valutazione delle accelerazioni, contenuti in frequenza e spostamenti nei punti di interesse, cioè i codici SEEP/W, QUAKE/W e SIGMA/W. Per ognuno di questi codici devono essere specificate oltre che i materiali anche le condizioni a contorno che a differenza dei primi variano a seconda del codice utilizzato.

Per prima cosa tramite il codice SEEP/W vengono risolti i problemi di filtrazione e di dissipazione delle pressioni neutre. Le condizioni al contorno riguardano, il carico idrico applicato alle superfici poste sul lato monte dell'opera, quello applicato alla superficie superiore e laterale del bedrock e l'eventuale presenza di drenaggi sul lato valle.

Nel caso in esame prendendo in considerazione il franco netto calcolato al § 2.6 valutato pari a 5m, sia per dighe di altezza 60m che per quelle alte 30m, si applica un carico idrico alle superfici lato monte di 65m, nel caso di diga alta 60m, e di 35m nel caso in cui l'altezza dell'opera risulti di 30m. Il carico idrico applicato sulla superficie superiore e laterale del bedrock lato valle viene definito in tutti i casi pari a 10m. Si prevede infine un drenaggio applicato al piede dell'opera lato valle attraverso il comando "Zero Pressure". La Figura 9.4 mostra il modello utilizzato per l'analisi SEEP/W.

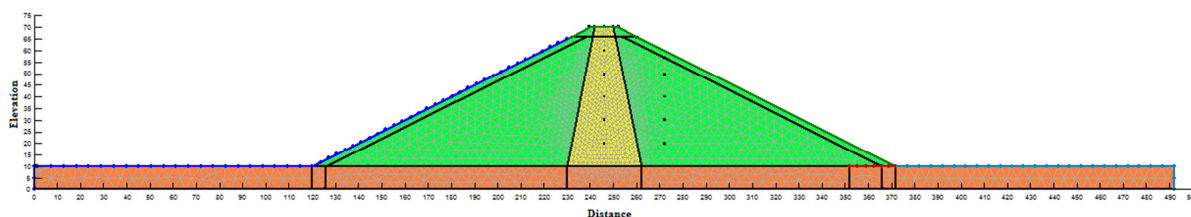


Figura 9.4 – Condizioni al contorno applicate al codice di calcolo SEEP/W

Il secondo passo è stato quello di definire le condizioni al contorno per il codice QUAKE/W per un tipo di analisi "initial static" per la valutazione delle forze statiche applicate al modello. In questo caso le condizioni al contorno hanno riguardato la pressione idrostatica dell'acqua come definita in precedenza, ma solo sulle superfici lato monte e i vincoli applicati alla superficie laterale ed inferiore del bedrock. Per questo ultimo caso sono stati applicati vincoli tali da impedire spostamenti orizzontali alle superfici laterali ($u_x = 0$) e spostamenti orizzontali e verticali per quella inferiore ($u_x = 0$; $u_z = 0$). La Figura 9.5 mostra il modello utilizzato per l'analisi initial static con il codice QUAKE/W.

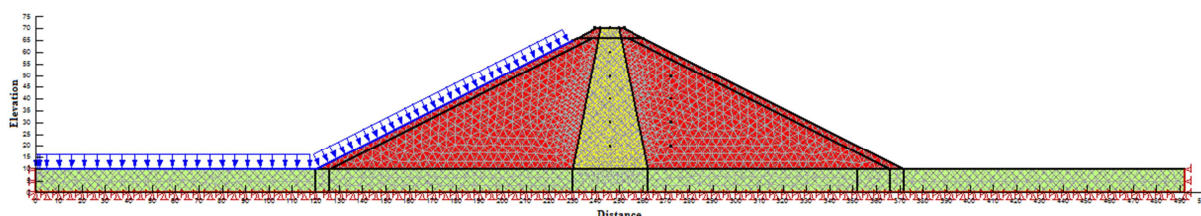


Figura 9.5 – Condizioni al contorno applicate al codice di calcolo QUAKE/W per l'analisi initial static

Il terzo passo ha riguardato la definizione delle condizioni al contorno per il codice di calcolo QUAKE/W per l'analisi dinamica, utilizzata per valutare accelerazioni e frequenze nei punti di interesse del corpo diga. Le condizioni al contorno hanno riguardato l'applicazione dei vincoli alle superfici laterali ed inferiore del bedrock, sono stati impediti gli spostamenti verticali per le superfici laterali ($u_z = 0$) e gli spostamenti orizzontali e verticali per quella inferiore ($u_x = 0$; $u_z = 0$). La Figura 9.6 mostra il modello utilizzato per l'analisi dinamica con il codice QUAKE/W.

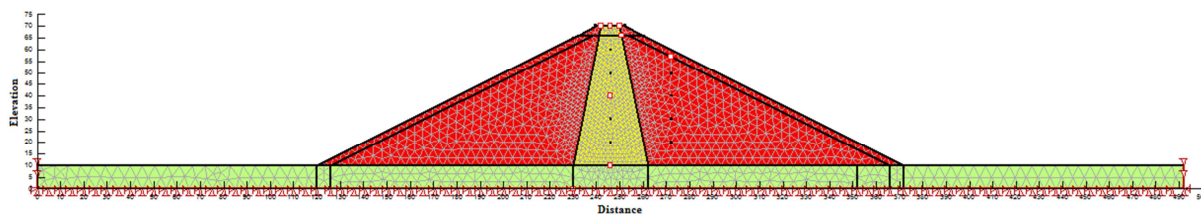


Figura 9.6 – Condizioni al contorno applicate al codice di calcolo QUAKE/W per l'analisi dinamica

Infine sono state applicate le condizioni al contorno al modello utilizzato per la valutazione degli spostamenti nei punti analizzati, tramite il codice di calcolo SIGMA/W per un'analisi delle deformazioni dinamiche. Le condizioni al contorno hanno riguardato le sole superfici laterali ed inferiore del bedrock, impedendo su tutti i lati sia spostamenti orizzontali che verticali ($u_x = 0$; $u_z = 0$). La Figura 9.7 mostra il modello utilizzato per il codice SIGMA/W per l'analisi delle deformazioni dinamiche.

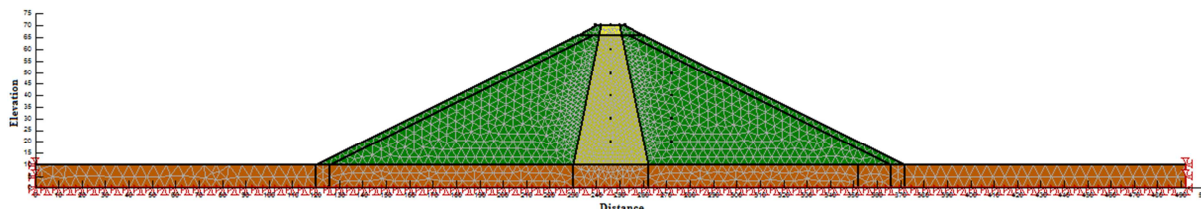


Figura 9.7 – Condizioni al contorno applicate al codice di calcolo SIGMA/W per l'analisi delle deformazioni dinamica

9.6 Applicazione dell'input sismico

I record sismici da utilizzare per le diverse analisi allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono stati ricavati dal procedimento esposto nel § 8.4. Le analisi saranno quindi eseguite applicando uno per volta i dieci accelerogrammi selezionati (5 per gli SLU e 5 per gli SLE). L'input sismico viene applicato alla base dell'affioramento roccioso (outcrop) rappresentato dallo strato inferiore della fondazione (bedrock). In questo caso, prima di eseguire l'analisi di risposta sismica si deve provvedere ad una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'outcrop, in modo da poter determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al bedrock.

Per spiegare brevemente la tecnica della deconvoluzione si dovrebbe pensare ad una sorgente ideale capace di produrre un singolo segnale, in realtà le sorgenti hanno una durata finita ed una forma irregolare, che sommate alle caratteristiche del mezzo di trasmissione (terreno o roccia) producono una degradazione del segnale. Considerando una sorgente perfettamente impulsiva, e un terreno perfettamente elastico, omogeneo ed isotropo, le onde sismiche si propagherebbero senza alcun cambiamento di forma, in realtà il terreno si comporta come un filtro che trasmette solo le frequenze comprese tra 5Hz e 100Hz, attenuandole e sfasandole in modo differenziale. Immaginando che il segnale attraversi diversi sistemi che producono su di esso effetti deterministici si possono identificare varie cause di disturbo nella trasmissione del segnale, studiarne la dinamica e ricavarne un modello matematico capace di tenere conto dei vari aspetti individuati. Nel caso in cui il disturbo sia stato modellato con un sistema lineare, sarà possibile determinare una funzione di trasferimento ed una inversa tramite la quale filtrare il segnale in uscita, in modo da eliminare il disturbo.

Tornando al caso specifico, applicando il segnale all'outcrop si deve tenere conto degli eventuali effetti di disturbo sul segnale che si possono generare tra il punto posto sulla superficie inferiore del modello di fondazione (outcrop) e quello posto sulla superficie

superiore (bedrock). Il processo di deconvoluzione è stato eseguito tramite il programma STRATA (Kottke et Al., 2013), nel quale è stato definito il materiale di fondazione tramite le caratteristiche meccaniche e dinamiche, e la sua profondità. Ottenuto il risultato, per provarne la validità è stato applicato all'autocrop del modello in GeoStidio 2007 ed è stato valutato che l'accelerogramma risultante al bedrock fosse uguale a quello originale.

Sono state effettuate varie analisi in modo da valutare la corretta profondità dello strato di fondazione, il criterio utilizzato è stato quello di ricavare la profondità minima per la quale non si avevano cambiamenti significativi dell'accelerogramma. Per ogni profondità è stato eseguito il processo di deconvoluzione, è stato verificato, ed è stata lanciata l'analisi sismica. Dai risultati delle analisi si è scelto di adoperare una profondità dello strato di fondazione di 10m, infatti data l'elevata rigidità del materiale e considerando la fondazione come roccia affiorante, pur utilizzando profondità maggiori non si avevano variazioni tali nel risultato finale della risposta, da giustificare un calcolo più gravoso frutto dell'aumento della profondità. Nel seguito vengono mostrati gli accelerogrammi utilizzati per le analisi, deconvoluti e nel caso della componente orizzontale, riprendendo quanto esposto al § 8.1.3, tagliati per tenere conto del cosiddetto “*strong motion*” secondo il criterio dell'intervallo di tempo compreso tra il primo e l'ultimo superamento di una soglia di accelerazione pari a 0.05g, come suggerito da Bolt, (1969), per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) e per lo stato limite di esercizio di danno (SLD).

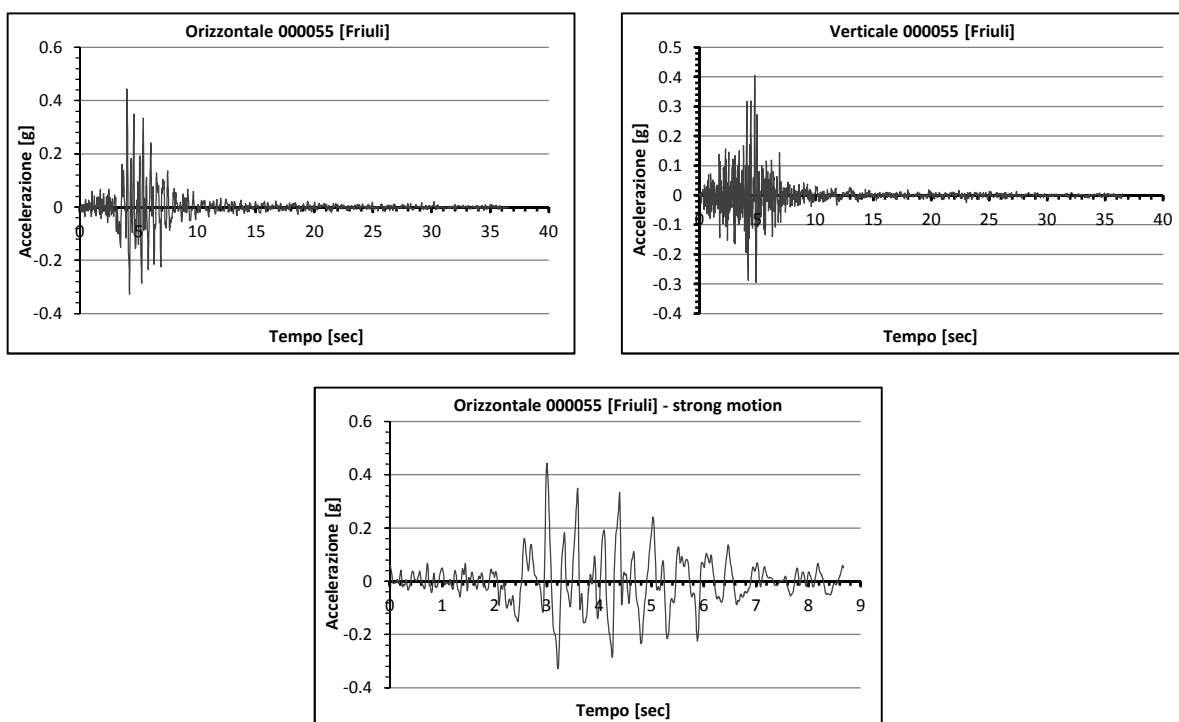


Figura 9.8 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000055 Friuli selezionato per le analisi allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso

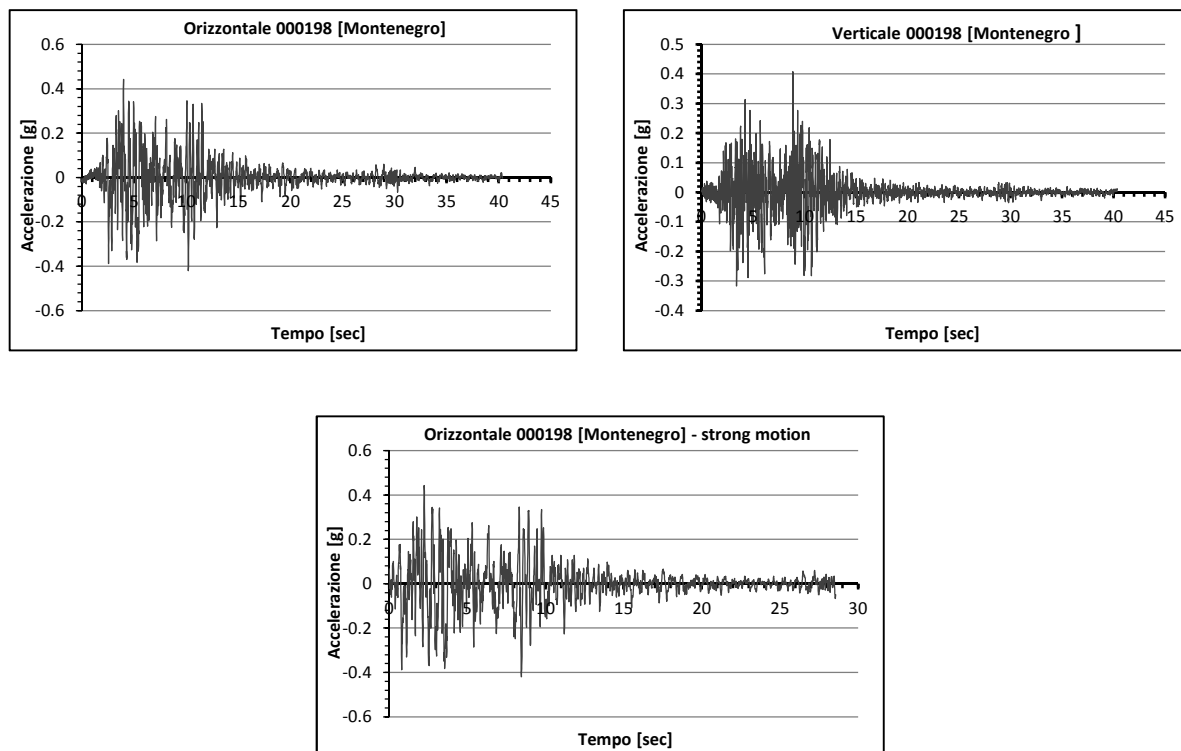


Figura 9.9 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000198 Montenegro selezionato per le analisi allo stato limite ultimo di prevenzione del colasso

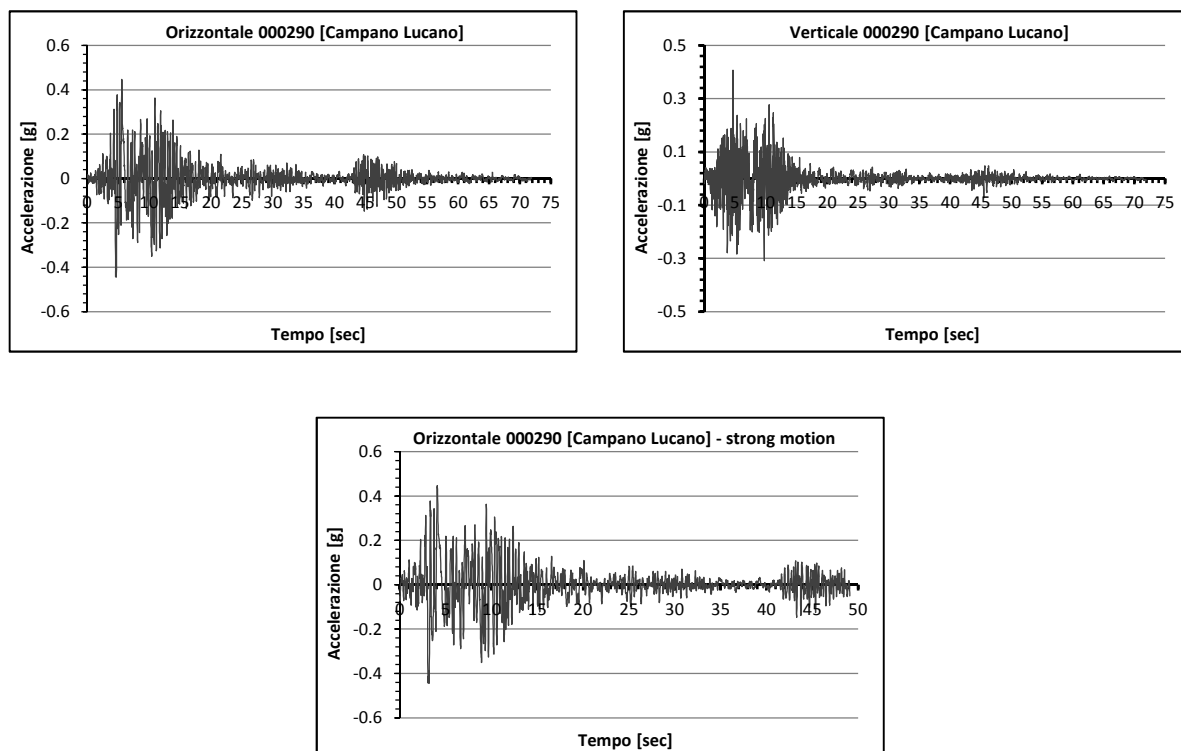


Figura 9.10 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000290 Campano Lucano selezionato per le analisi allo stato limite ultimo di prevenzione del colasso

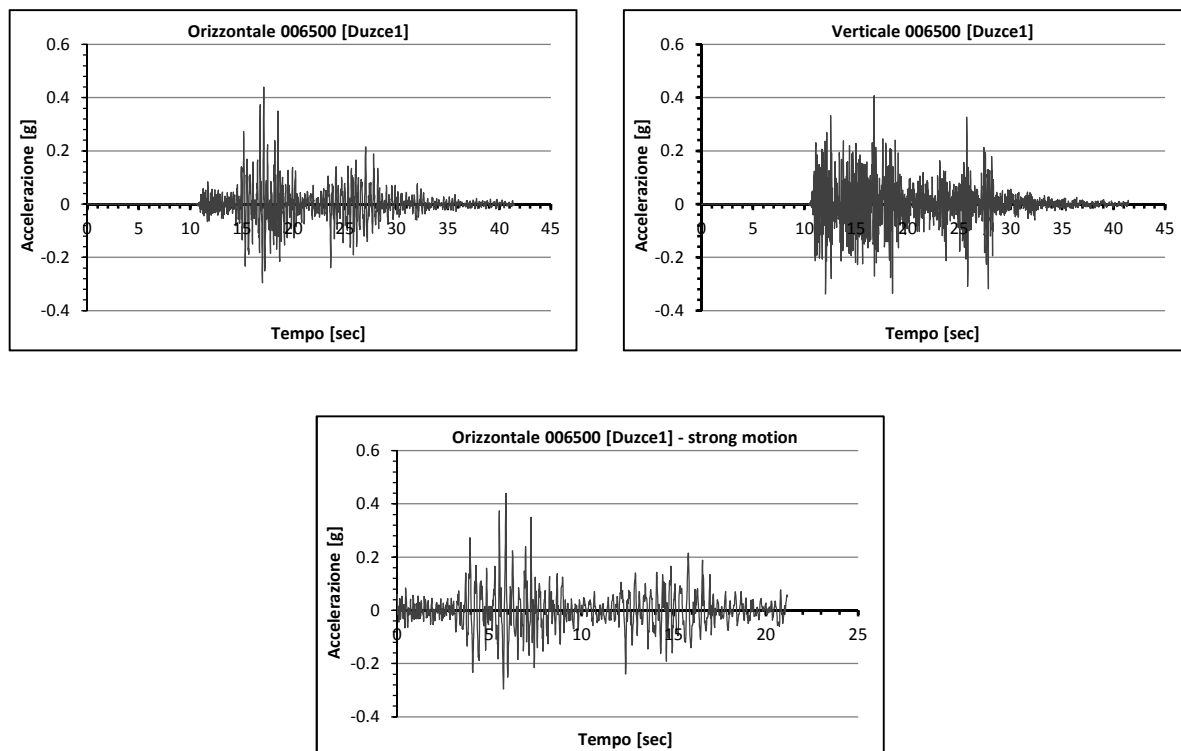


Figura 9.11 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 006500 Duzce1 selezionato per le analisi allo stato limite ultimo di prevenzione del colasso

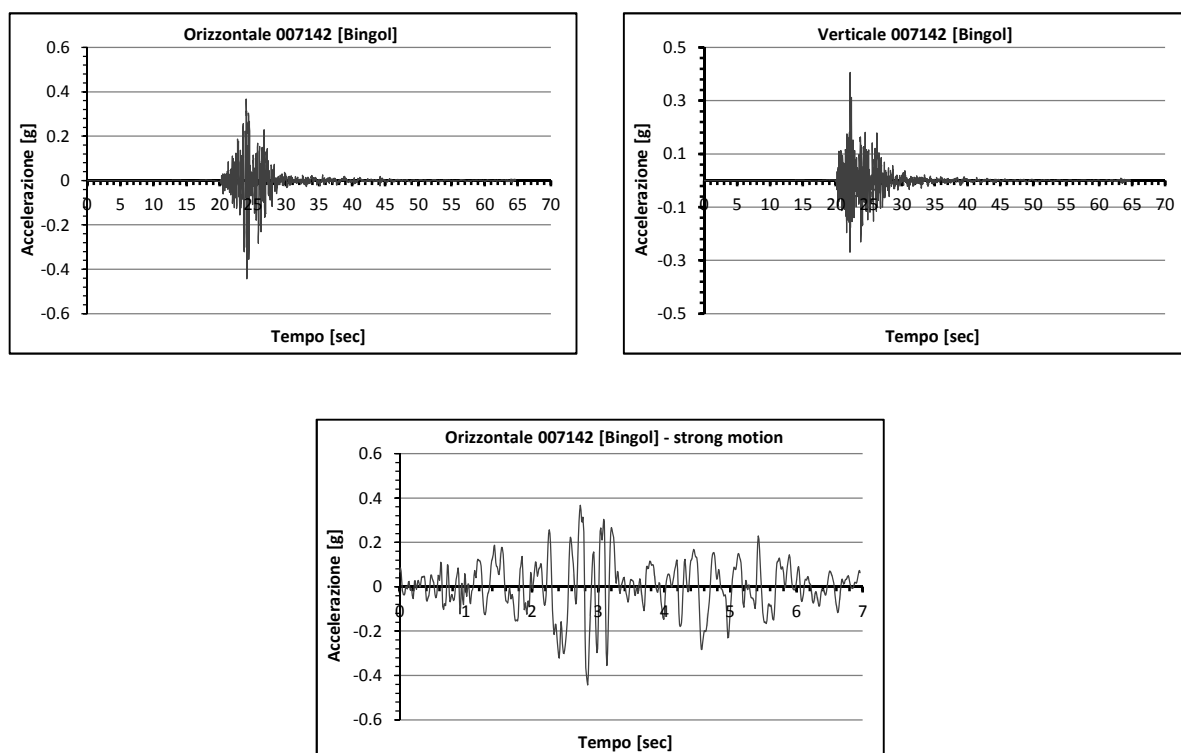


Figura 9.12 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 007142 Bingol selezionato per le analisi allo stato limite ultimo di prevenzione del colasso

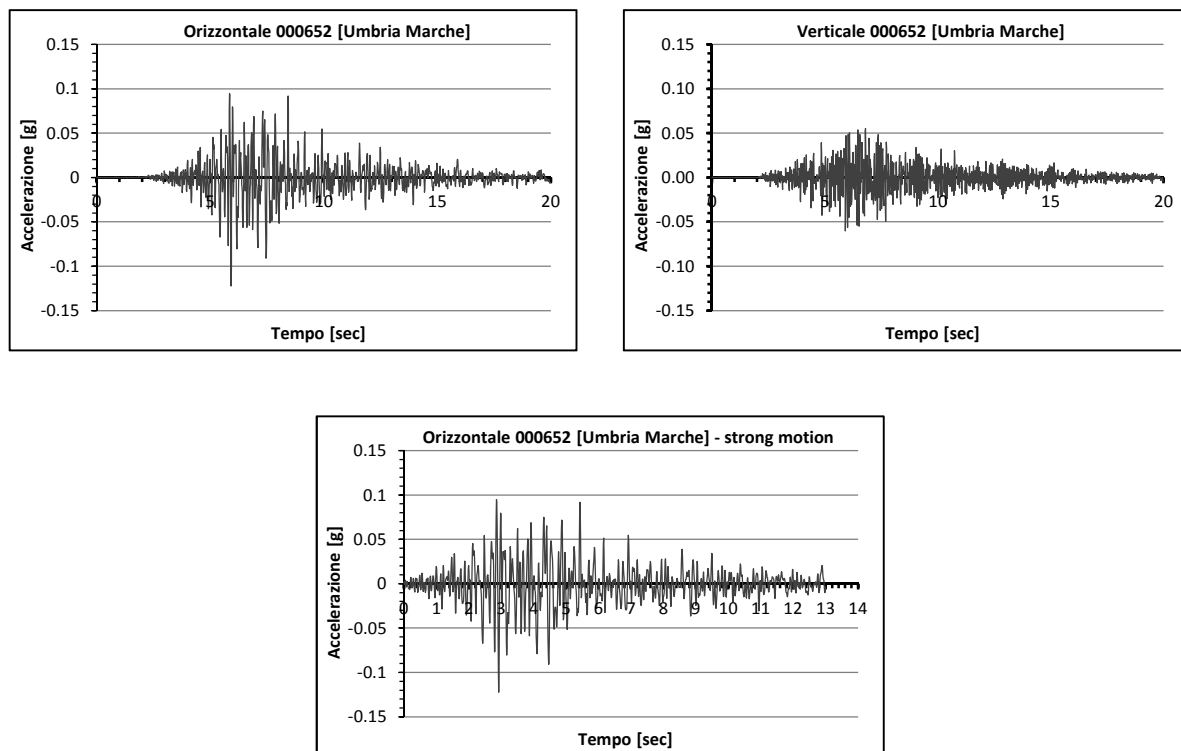


Figura 9.13 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000652 Umbria Marche selezionato per le analisi allo stato limite di esercizio di danno

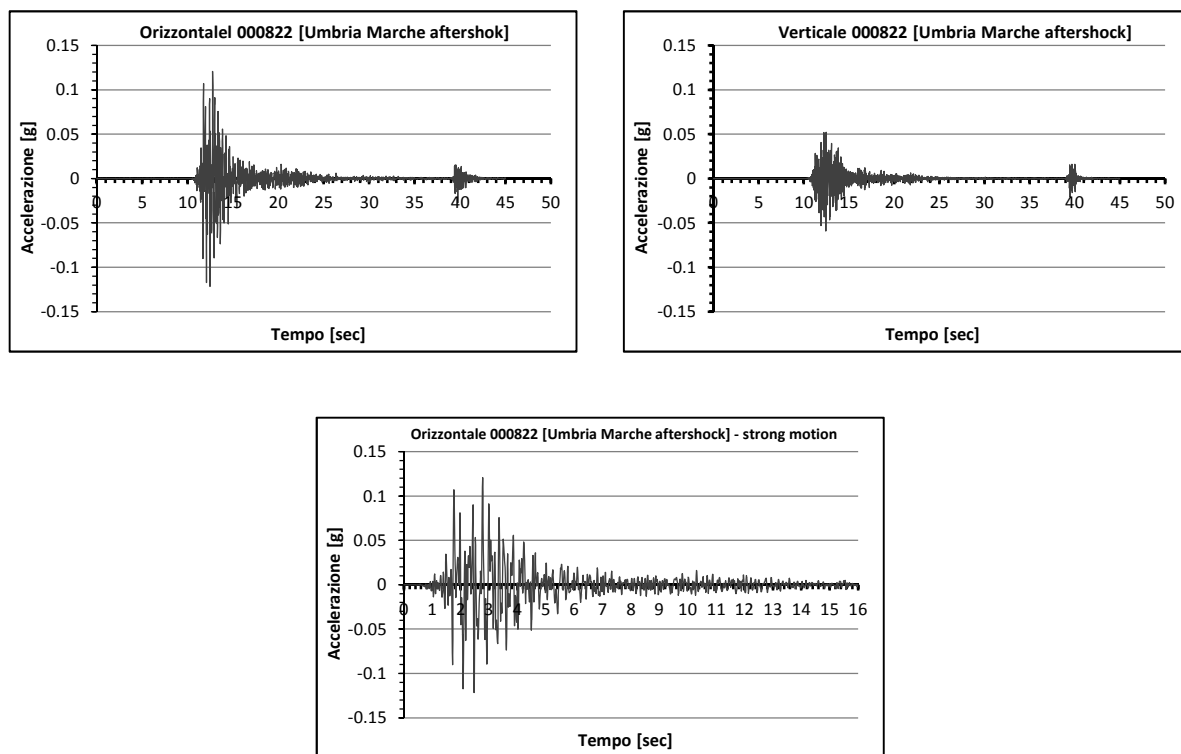


Figura 9.14 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000822 Umbria Marche aftershock selezionato per le analisi allo stato limite di esercizio di danno

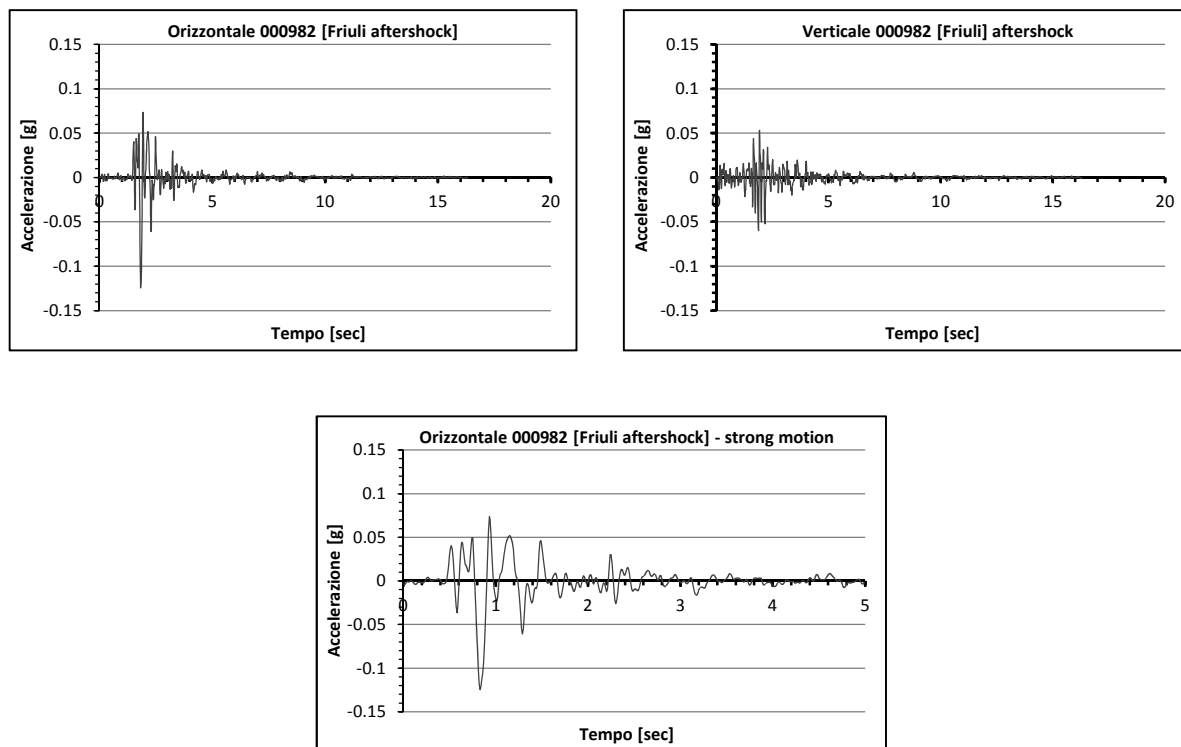


Figura 9.15 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 000982 Friuli aftershock selezionato per le analisi allo stato limite di esercizio di danno

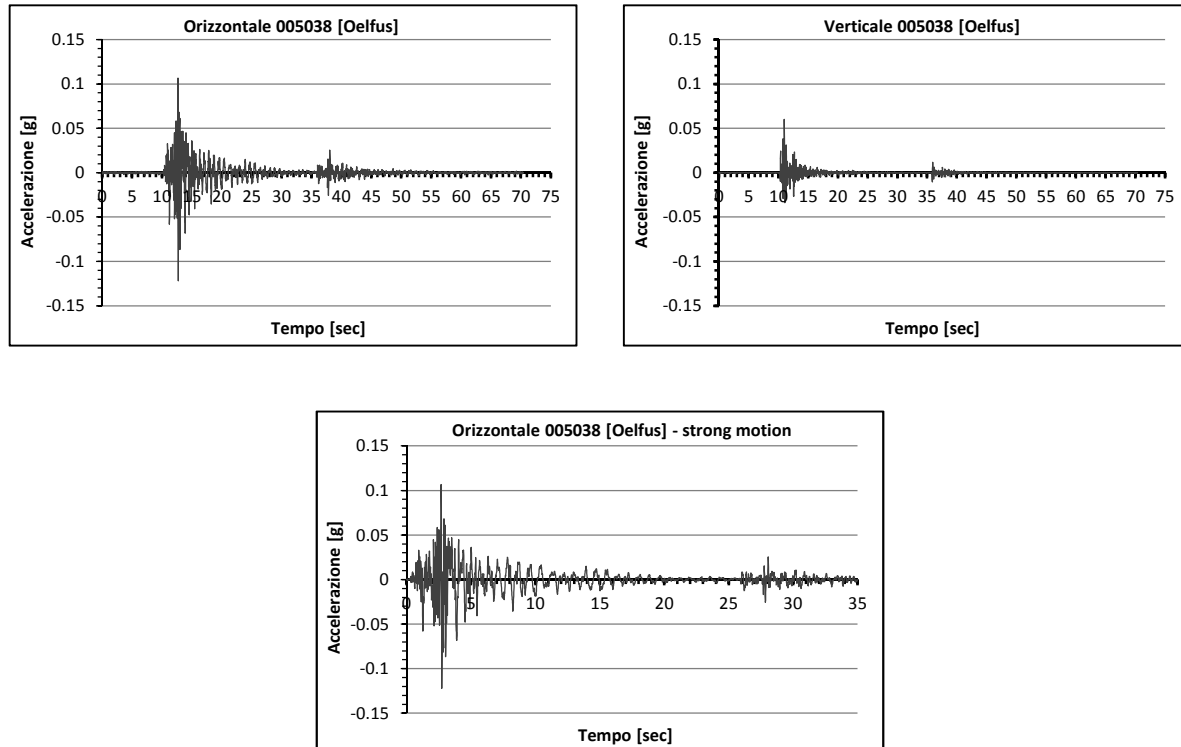


Figura 9.16 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 005038 Oelfus selezionato per le analisi allo stato limite di esercizio di danno

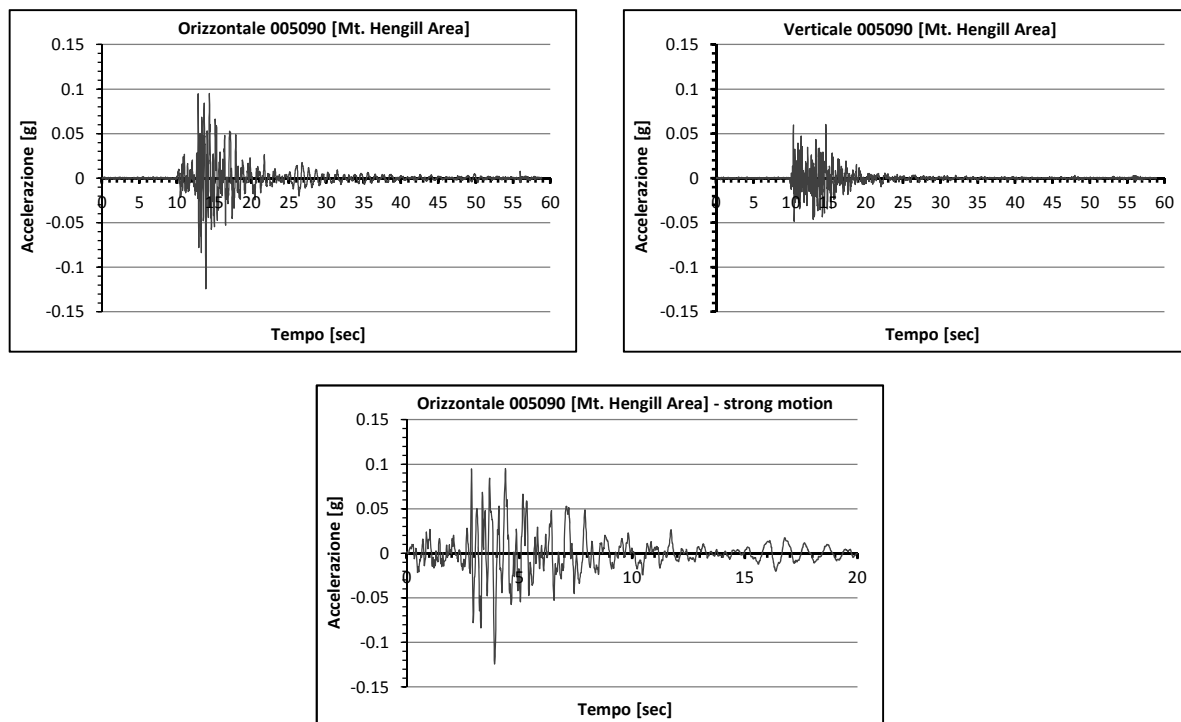


Figura 9.17 – Accelerogrammi orizzontale, verticale e accelerogramma orizzontale tagliato per l'evento 005090 Mt. Hengill Area selezionato per le analisi allo stato limite di esercizio di danno

9.7 Effetti idrodinamici

Con il termine effetti idrodinamici si vogliono considerare le azioni idrodinamiche esercitate dall'acqua sulle pareti di un contenitore idraulico, quale può considerarsi il serbatoio costituito dall'invaso delle dighe, a seguito di una sollecitazione sismica. La comprensione di questi effetti permette di schematizzarli, in modo da tenere conto nelle analisi delle azioni dinamiche dovute alla spinta idrostatica. Questi effetti risultano molto importanti in quanto se omissi in fase di progettazione possono determinare in casi estremi il collasso della struttura. In condizioni statiche, nel caso delle dighe in terra, l'effetto del serbatoio consiste essenzialmente nell'applicare la pressione idrostatica alle superfici a contatto con l'acqua invasata, e nel valutare la saturazione delle aree poste a monte. La saturazione provoca una riduzione delle tensioni efficaci a monte, e quindi una riduzione del fattore di sicurezza F_s , che se non significativa non compromette la sicurezza dell'opera. In condizioni dinamiche la presenza del serbatoio produce effetti aggiuntivi sulla risposta dinamica della diga come le modificazioni delle pressioni idrodinamiche dovute alla vibrazione del serbatoio e ai fenomeni di interazione tra diga e invaso. Per comprendere meglio questi effetti e le scelte adottate per lo studio in esame, viene esposta di seguito una breve, ma dettagliata, presentazione delle più importanti trattazioni eseguite da diversi autori nel corso degli anni sull'argomento, dalla prima e più nota proposta da Westergaard (1933), a quelle più recenti, che tengono conto della deformabilità della struttura e dell'interazione diga-invaso.

9.7.1 La teoria di Westergaard

La trattazione di Westergaard (1933), costituisce la base su cui si sono fondati i successivi studi in materia che hanno portato alla formulazione di teorie più articolate. Per questo motivo è utile esaminare gli aspetti fondamentali sui quali si basa questo studio.

Nella sua trattazione Westergaard fa riferimento ad uno sbarramento in calcestruzzo con paramento di monte verticale soggetto ad accelerazioni sismiche orizzontali di legge sinusoidale, introducendo le seguenti ipotesi: moto piano; piccoli spostamenti orizzontali e verticali delle particelle liquide; liquido incompressibile; diga rigida; serbatoio infinitamente lungo verso monte. Assumendo inoltre lineare, la legge che lega lo sforzo all'aumento di volume per unità di volume, ammettendo che la diga si muova durante l'evento sismico secondo un moto armonico semplice di periodo T e massima accelerazione α_g (dove α è il coefficiente sismico, ovvero il rapporto tra la massima accelerazione orizzontale e quella di gravità), e imponendo le seguenti condizioni al contorno: sforzi nulli in corrispondenza della superficie libera (superficie dell'invaso); spostamenti verticali nulli in corrispondenza del fondo; spostamento orizzontale del paramento di monte uguale a quello del terreno; riduzione degli sforzi all'aumentare della distanza dalla diga; ricava l'espressione della distribuzione massima delle pressioni idrodinamiche in corrispondenza del paramento di monte della diga agli istanti $t = 0, T, 2T, \dots$ ecc. (T è il periodo del moto sismico).

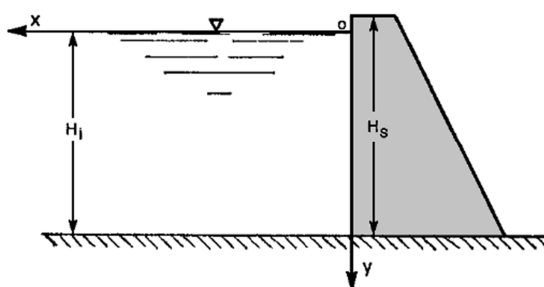


Figura 9.18 – Sistema di riferimento diga-invaso utilizzato da Westergaard (1933)

La distribuzione di pressione risulta di tipo parabolico, con l'asse della parabola coincidente con il paramento di monte, tangente orizzontale in superficie ($y = 0$) e verticale sul fondo ($y = H_i$). Sono inoltre fornite le formule esatte e approssimate per il calcolo della spinta da sommare a quella idrostatica e del momento sulla diga, per una generica profondità y .

Sempre Westergaard propose di calcolare le azioni idrodinamiche come forze di inerzia che si esercitano sulla massa dello sbarramento. L'azione dinamica dell'acqua sul paramento di monte della diga, viene assimilato a quella prodotta da un solido d'acqua o massa apparente che si muove con la diga, mentre la restante parte dell'invaso resta inattiva. L'entità di tale solido (di forma parabolica come il diagramma delle pressioni), viene individuata uguagliando le azioni dinamiche calcolate (pressione, spinta e momento) con forze di inerzia equivalenti corrispondenti ad una massa apparente.

Su questo aspetto si è basata la teoria di von Karman (Brahtz & Heilbron, 1933), che riferendosi a sole considerazioni meccaniche, supponendo di poter trascurare, nel campo delle

frequenze che si verificano solitamente durante i terremoti, la compressibilità dell'acqua e sfruttando il concetto di solido d'acqua o massa apparente, concluse che la forma di questo solido poteva essere assimilata a quella di un quadrante di ellisse, proponendo formule semplificate per il calcolo della pressione, della spinta e del momento, il cui utilizzo risultò molto più agevole. Si fa notare che il Regolamento Italiano Dighe del 1959 faceva riferimento a questa teoria per considerare l'effetto idrodinamico dell'acqua d'invaso.

9.7.2 I successivi studi di Zangar, Housner e Kulmaci

Uno degli studi più importanti eseguiti in seguito a quello di Westergaard è sicuramente quello proposta da Zangar (1952) per studiare l'entità e la distribuzione delle pressioni idrodinamiche su di una diga massiccia con paramento di monte di forma qualunque, soggetta a sollecitazioni orizzontali. Ignorando la compressibilità dell'acqua e introducendo le ipotesi di diga rigida, piccoli spostamenti del corpo d'acqua, moto piano e serbatoio infinitamente lungo, l'equazione differenziale della pressione assume la forma dell'equazione di Laplace, che governa anche il flusso a regime di una corrente elettrica. Ricorrendo all'analogia elettrica e riferendosi ai risultati sperimentali dedotti da modelli analogici, Zangar ha risolto la suddetta equazione, determinando la pressione attraverso i valori nominali delle linee equipotenziali intersecanti la diga e concludendo che la distribuzione delle pressioni sul paramento di monte è di tipo pressoché parabolico, valutando l'entità della pressione a una generica profondità y tramite l'equazione:

$$p_y = C_z \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot H_i \quad (9.2)$$

dove H_i è il tirante idrico e C_z un coefficiente numerico detto coefficiente di pressione, variabile con la profondità, del quale Zangar fornisce il relativo diagramma in funzione della profondità relativa y/H_i , e dell'inclinazione del paramento di monte (Figura 9.19).

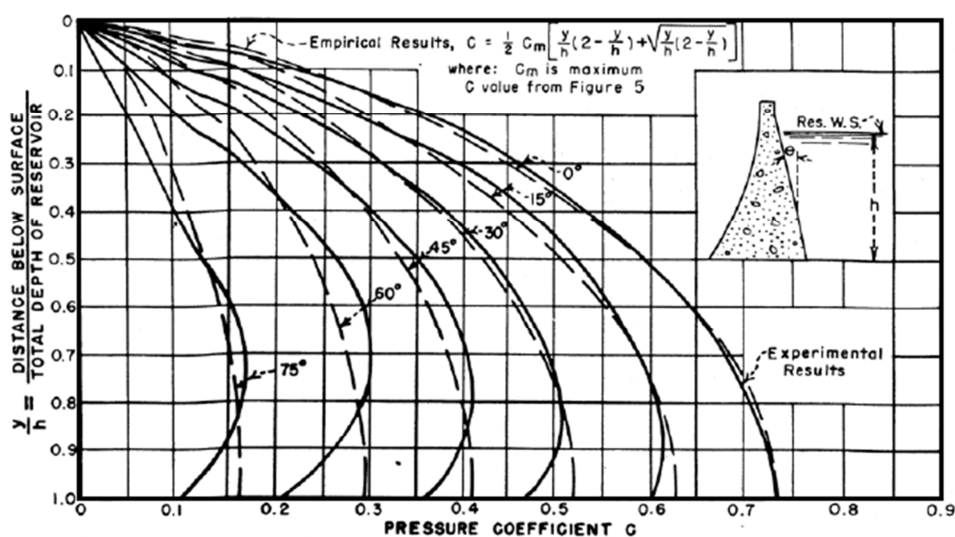


Figura 9.19 – Rappresentazione delle pressioni idrodinamiche sul paramento della diga e valori del coefficiente di pressione $C \equiv C_z$, la linea continua mostra i risultati sperimentali mentre la linea tratteggiata rappresenta l'equazione empirica dedotta da Zangar (1952) (da Pelecanos, 2013)

Nello studio viene messo in evidenza come l'entità delle pressioni si riduce al diminuire della pendenza del paramento di monte, in altre parole al crescere dell'angolo ϑ che il paramento forma con la verticale. Può essere citato a tal riguardo lo studio di Zienkiewicz & Nath, (1963) che hanno proposto un modello analogico elettrico esteso alle tre dimensioni, sempre in riferimento all'ipotesi di diga rigida e liquido incompressibile, giungendo a risultati compatibili con quelli di Westergaard e Zangar.

Il valore del coefficiente C_z può essere calcolato analiticamente mediante la funzione:

$$C_z = \frac{1}{2} \cdot C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (9.3)$$

$$C_{z(y=0)} = 0,743 \left(1 - \frac{\vartheta^0}{90^0} \right) \quad (9.4)$$

dove y è la distanza verticale dalla superficie libera, h è l'altezza del serbatoio e C_m è il valore massimo del coefficiente di pressione C_z . La variazione di C_z e C_m in funzione della pendenza del paramento di monte della diga sono mostrati in Figura 9.20.

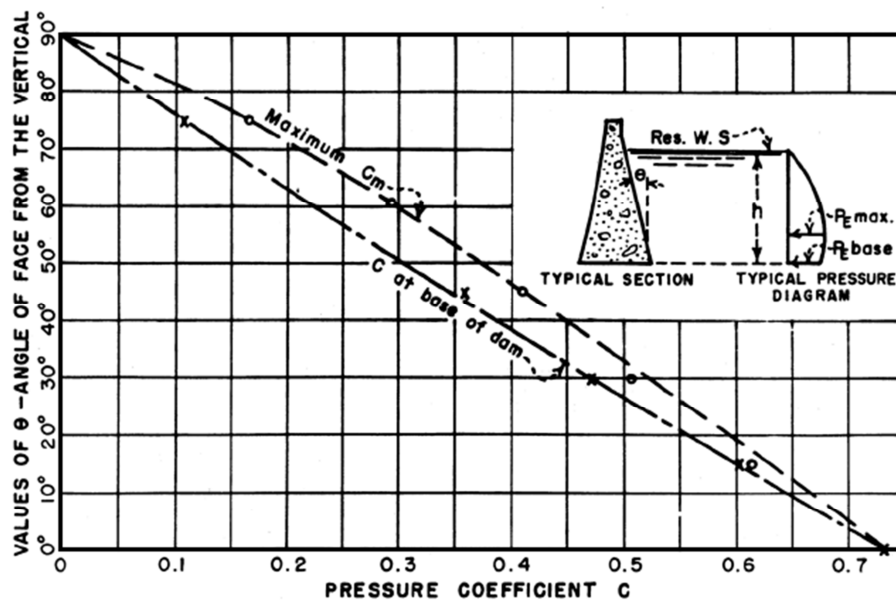


Figura 9.20 – Valore massimo e alla base della diga del coefficiente di pressione idrodinamico sul paramento inclinato, $C \equiv C_z$ e C_m , ricavati da Zangar, (1952) (da Pelecanos, 2013)

A differenza della trattazione di Westergaard, quella di Zangar viene utilizzata anche per la determinazione delle azioni idrodinamiche sulle dighe in materiali sciolti.

Un altro interessante studio riguardo la determinazione delle pressioni impulsive che si generano su di una diga a gravità con paramento inclinato, a seguito di accelerazioni sismiche orizzontali e normali al paramento stesso, è stato proposto da Housner (1957), il quale fa ricorso ad uno schema semplificato del processo di moto. Il modello proposto suppone che il liquido sia suddiviso mediante una serie di membrane verticali, sottili e prive di massa, libere di muoversi nella direzione secondo cui agisce la sollecitazione sismica, mentre le ipotesi sono: incompressibilità del liquido; piccoli spostamenti delle particelle idriche.

La distribuzione delle pressioni risultò anche in questo caso approssimativamente parabolica. Le relazioni ricavate da Housner, come da lui stesso precisato, potevano ritenersi attendibili per $0 \leq \vartheta \leq 35^\circ$, mentre per angoli maggiori di 35° sempre Housner forniva ulteriori espressioni algebriche di forma più complessa.

Successivamente Chwang & Housner (1978) ripresero la trattazione del problema, seguendo l'approccio analitico introdotto da von Karman, ipotizzando la diga rigida e il liquido incompressibile. I risultati dello studio furono concordi con quanto ottenuto in precedenza da Zangar e dal solo Housner. Un'ulteriore analisi condotta da Chwang (1978), utilizzando la teoria esatta bidimensionale del potenziale di flusso, confermò i precedenti risultati.

La Figura 9.21 mostra i risultati dal lavoro di Chwang & Housner, (1978) e quelli derivanti dallo studio di Chwang, (1978).

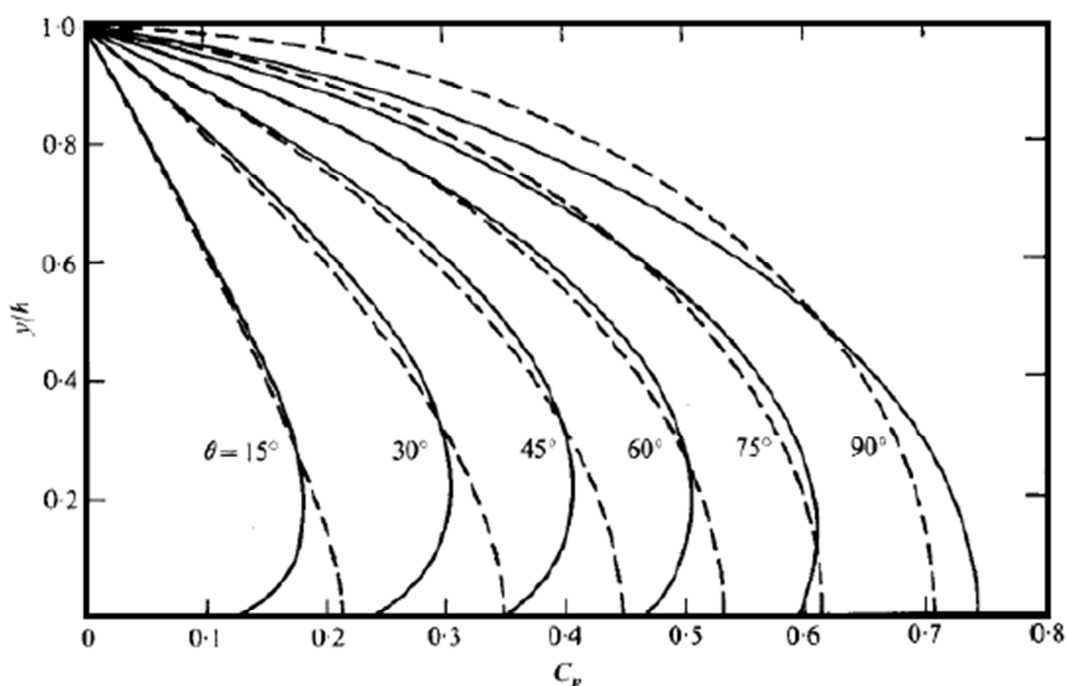


Figura 9.21 – Valori del coefficiente di pressione $C_p \equiv C_z$ per una diga con paramento di monte inclinato, ottenuti da Chwan & Housner (1978) linea tratteggiata, e da Chwang (1978) linea continua (da Pelecanos, 2013)

Risultano interessanti anche gli studi di Kulmaci (1963, 1964) il quale prese in considerazione un movimento del terreno non solo orizzontale, ma secondo una direzione generica, ricavando delle formule che consentono il calcolo delle pressioni idrodinamiche e delle spinte sul paramento di una diga a gravità sia verticale che inclinato.

Nel caso di soli movimenti orizzontali, giunse alla conclusione semplificata che la spinta complessiva sul paramento potesse essere calcolata dalla formula di Westergaard moltiplicata per il coseno di ϑ , per qualsiasi valore dell'angolo di inclinazione.

Nel caso di movimenti del terreno secondo traiettorie generiche (zone epicentrali) e di paramenti inclinati, supponendo che un punto del paramento si sposti su di un arco di curva, consigliava di eseguire il calcolo delle forze scomponendo il movimento secondo una componente orizzontale e una verticale, i cui effetti potevano essere calcolati attraverso

formule più o meno complesse, da lui fornite, appiccando il metodo della sovrapposizione degli effetti.

Da quanto esposto fino ad ora si può concludere che le pressioni idrodinamiche su una diga con paramento di monte inclinato sono generalmente più piccole di quelle ricavabili su una diga con paramento di monte verticale. Si può anche osservare che nel caso di dighe con paramento di monte inclinato, il valore massimo della pressione idrostatica non si ha alla base della diga come nel caso di paramento verticale, ma in un punto leggermente superiore.

9.7.3 I contributi di Chopra

Nei suoi studi Chopra, (1967b, c), accettando le ipotesi introdotte da Westergaard, decise di affrontare lo studio della risposta sismica trattando separatamente gli spostamenti orizzontali e quelli verticali del suolo, ma introducendo il concetto di sisma visto come un processo casuale, non più composto da armoniche semplici, bensì da armoniche di frequenza distribuite su un vasto intervallo. Con questi studi mise in evidenza che la risposta di frequenza accoppiata della pressione per accelerazioni orizzontali scompare quando il periodo T della sollecitazione è maggiore di quello dell'invaso T_i , ricavando l'espressione fornita da Westergaard, come dimostrato anche da Kotsubo, (1969). Venivano fornite inoltre le espressioni per il calcolo delle spinte agenti sul paramento per movimenti orizzontali e verticali, mostrando che per rapporti di $T_i/T < 3$ (come nella maggior parte dei casi reali), gli sforzi dovuti alle accelerazioni verticali, valutati ritenendo il sistema conservativo, possono risultare anche superiori a quelli dovuti a movimenti orizzontali. A risultati molto simili giunse in seguito anche Nath, (1969) basandosi sulle stesse ipotesi, ma utilizzando il metodo degli elementi finiti.

Successivamente Chopra, (1968, 1970) e Chakrabarti & Chopra (1973) affrontarono il problema degli effetti di interazione tra la struttura e l'invaso, per una diga a gravità a paramento verticale, rimuovendo l'ipotesi di rigidità della diga. Negli studi sono stati trattati separatamente i problemi della risposta sismica della diga trascurando gli effetti idrodinamici e quelli della pressione idrodinamica su una diga rigida durante il terremoto.

Dai risultati ottenuti Chopra concluse che in alcuni casi non si possono trascurare gli effetti di interazione tra struttura ed invasore, in quanto alle pressioni idrodinamiche agenti su una diga durante un terremoto, vanno aggiunte quelle dovute alle deformazioni del paramento generate dalla risposta della sola diga, che modificano il valore della risposta dinamica della struttura e di conseguenza le deformazioni elastiche, variabili nel corso dello scuotimento secondo un processo iterativo.

Tenendo presenti queste considerazioni, Chopra impostò un'analisi dinamica per un sistema accoppiato, considerando il moto bidimensionale uguale per ogni piano verticale perpendicolare all'asse della diga, rappresentando la risposta mediante la deformazione nella sua moda fondamentale, trascurando gli effetti delle mode più alte.

Adottando le ipotesi di: liquido linearmente comprimibile, viscosità trascurabile, comportamento del materiale lineare elastico, movimento contemporaneo di tutti i punti alla base della diga, è trattando la diga e l'invaso come sottostrutture separate interagenti, definì le risposte di frequenza accoppiata che consentono di calcolare gli sforzi idrodinamici sul paramento per movimenti orizzontali. Le risposte ottenute sono dipendenti dal periodo sismico T , da quello dell'invaso T_i e da quello della struttura T_s , secondo i rapporti tra i periodi o le frequenze $\Omega = T_i/T$ o $\Omega = \omega/\omega_i$ e $\Omega_r = T_s/T_i$ o $\Omega_r = \omega_i/\omega_s$.

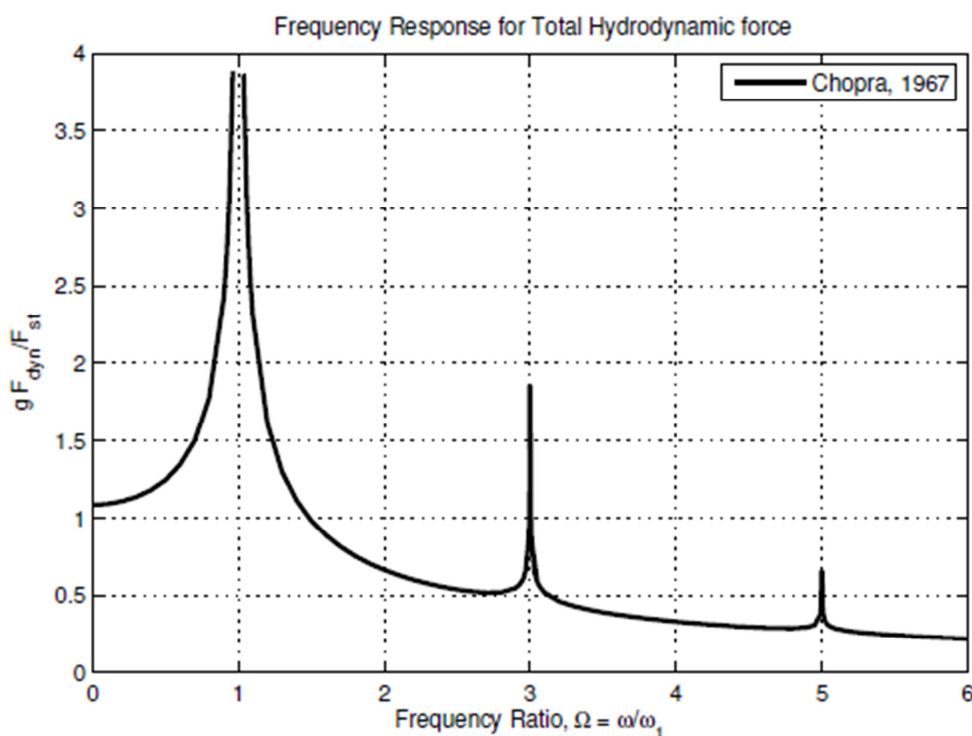


Figura 9.22 – Risposta in frequenza della forza idrodinamica totale indotta da un serbatoio comprimibile a causa di carico armonico orizzontale ottenuto da Chopra (1967a) (da Pelecanos, 2013)

Lo studio mette in evidenza come la presenza dell'invaso produce risposte della diga maggiori rispetto quelle ricavate considerando la struttura rigida all'aumentare della profondità relativa dell'invaso ($\Omega_r \leq 1,2$), e di entità più modesta per piccole profondità ($\Omega_r > 1,2$).

Successivamente Hall & Chopra (1980), hanno studiato gli effetti di interazione diga-invaso sulla risposta dinamica di una diga con il metodo degli elementi finiti, assumendo una risposta elastica della diga e considerando la compressibilità dell'acqua (Hall & Chopra, 1982c).

È stato dimostrato che la presenza del serbatoio aumenta il periodo fondamentale T del sistema diga-invaso (cioè diventa più flessibile) e modifica la risposta dinamica della diga, tranne nel caso delle dighe in terra, dove tali effetti risultano meno pronunciati rispetto alle dighe in calcestruzzo (Hall & Chopra, 1982a, b, c), (Figura 9.23).

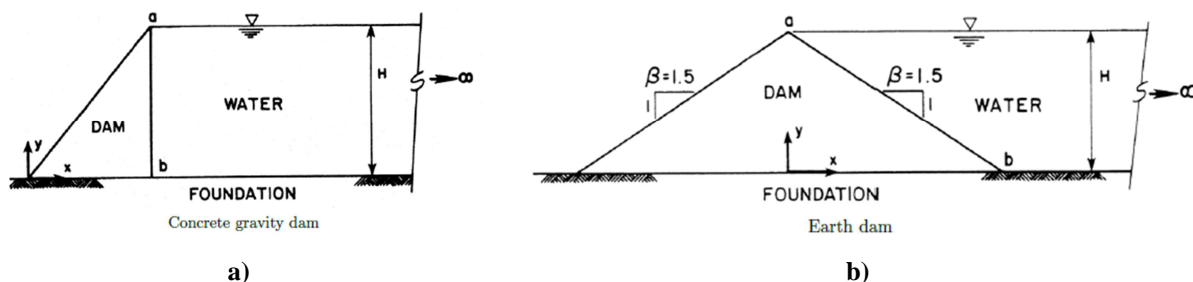


Figura 9.23 – Geometria dei sistemi diga-serbatoio considerati da Hall & Chopra (1982b) a) e da Hall & Chopra (1982a) b) (da Pelecanos, 2013, modificata)

I risultati sono stati espressi graficamente in termini di amplificazione delle accelerazioni alla cresta della diga, $|F|$, rispetto al rapporto tra la frequenza del carico sismico ω e la frequenza naturale dell'invaso ω_r , e rispetto alla frequenza naturale della diga ω_d (Figura 9.24).

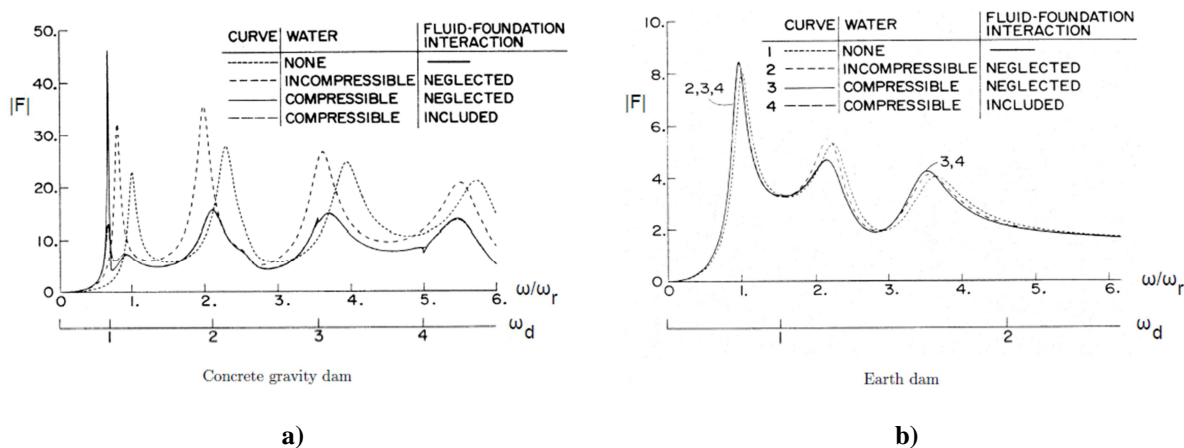


Figura 9.24 – Spettro di frequenza delle accelerazioni al coronamento per una diga a gravità in calcestruzzo (Hall & Chopra, 1982b) a) e per una diga di terra (Hall & Chopra, 1982a) b) (da Pelecanos, 2013, modificata)

9.7.4 Le trattazioni più recenti

In tempi più recenti Seed et Al., (1985) hanno considerato questi effetti di scarsa rilevanza per le dighe in rockfill con manto impermeabilizzante in calcestruzzo, in tutti quei casi in cui i paramenti avessero un rapporto verticale (V), orizzontale (H) di 1/3.

Su questo aspetto ha posto maggiore attenzione lo studio di Boureau et Al., (1985), valutando il contributo degli effetti idrodinamici sui paramenti in calcestruzzo delle dighe in rockfill in zone ad elevata sismicità con un rapporto di pendenza del paramento di monte pari a 1(V):1,3(H), applicando le pressioni dell'acqua direttamente al rivestimento in calcestruzzo.

Il risultato dello studio ha messo in evidenza come gli effetti idrodinamici possono essere ignorati nella stima della risposta sismica delle dighe in rockfill con paramento di monte in calcestruzzo (Figura 9.25), confermando anche in questo caso quanto esposto da Seed et Al., (1985).

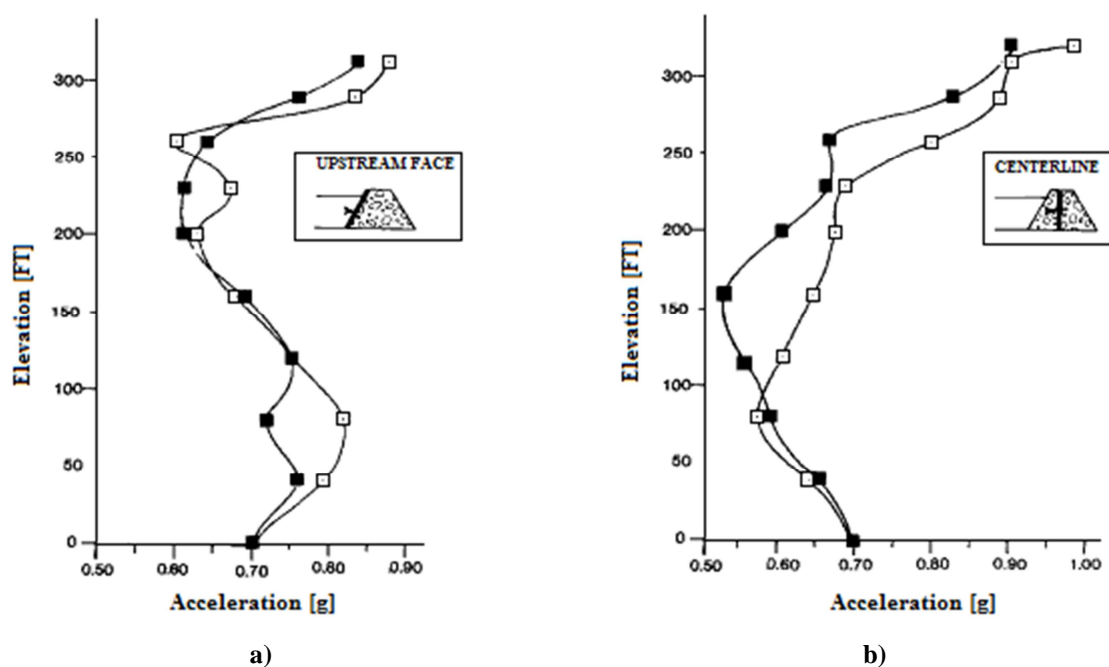


Figura 9.25 – Influenza degli effetti idrodinamici in funzione della risposta in termini di accelerazione per le dighe in rockfill con membrana in calcestruzzo sul paramento di monte a) e lungo l’asse centrale della diga (da Bureau et Al., 1985, modificata)

Più recentemente a conclusioni simili é giunto Pelecanos, (2013) e Pelecanos et Al. (2016). Pelecanos (2013) ha valutato se la presenza del serbatoio altera la risposta di una diga e i casi in cui l’iterazione diga-invaso può avere effetti negativi.

Nel suo studio ha considerato due tipologie di diga (una trapezita ed una rettangolare), su fondazione rigida.

Per prima cosa ha stabilito l’influenza dell’estensione del serbatoio, valutando il rapporto tra la lunghezza L e l’altezza H dell’invaso. Tarato il modello ha eseguito lo studio considerando una diga in calcestruzzo, con serbatoio prima vuoto e poi pieno, applicando un’azione sismica armonica sinusoidale, variando l’altezza del serbatoio e la rigidezza della diga.

I risultati ottenuti mostrano che all’aumentare della rigidezza della diga diminuisce l’amplificazione, mettendo in evidenza un incremento dell’amplificazione dovuto alla presenza dell’invaso, giungendo alla conclusione che nel caso di dighe in calcestruzzo con paramento verticale gli effetti idrodinamici giocano un ruolo importante e non sono quindi trascurabili.

Successivamente le analisi sono state ripetute prendendo in esame le dighe in terra, riferendosi alle condizioni precedenti e valutando sempre la risposta, sia con serbatoio pieno che vuoto. I risultati ottenuti hanno dimostrato che in questo caso non si hanno differenze in termini di amplificazione in funzione della condizione del serbatoio. Attraverso la Figura 9.26 si può osservare lo spettro di risposta valutato in cresta per uno dei cinque casi analizzati da Pelecanos (2013), in particolare il caso B nel quale si ha la massima differenza tra i due spettri di risposta.

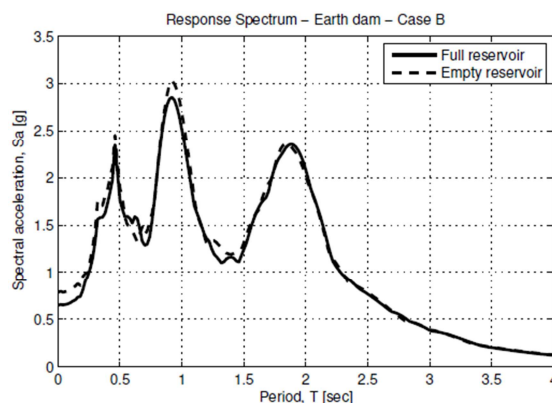


Figura 9.26 – Spettro di risposta (per lo smorzamento $D = 5\%$) delle accelerazioni sulla cresta della diga in terra per una delle cinque casistiche studiate da Pelecanos (2013) nel caso di serbatoio pieno (linea continua) e di serbatoio vuoto (linea tratteggiata) (da Pelecanos, 2013)

L'analisi ha dimostrato, come si può notare dalla Figura 9.26, che gli effetti idrodinamici sono risultati trascurabili per le dighe in terra, a causa dell'inclinazione del paramento di monte e al suo grande volume (massa). Gli effetti inerziali della massa aggiuntiva del serbatoio sono risultati piccoli rispetto all'inerzia dovuta alla grande massa di terra costituente la diga. Inoltre, l'amplificazione nel caso di una diga in terra con serbatoio pieno sembra essere in alcuni casi leggermente inferiore alla corrispondente amplificazione per una diga con serbatoio vuoto, come è visibile in Figura 9.26 per il caso B. Anche le altre casistiche analizzate hanno confermato questa tendenza, infatti le amplificazioni considerando il serbatoio pieno non sono mai state superiori a quelle ricavate valutandolo vuoto.

Questa osservazione indica che la presenza del serbatoio può avere anche un effetto smorzante sulla risposta dinamica di una diga in terra.

In tutte le analisi precedentemente effettuate il terreno di fondazione su cui posavano la diga e l'invaso era ritenuto rigido, indeformabile, erano quindi stati trascurati gli effetti dovuti all'interazione tra diga, vaso e fondazione. Pelecanos (2013) ha indagato anche questo aspetto eseguendo analisi non lineari in campo elasto-plastico, valutando gli effetti di interazione tra diga e vaso posati su di un terreno di tipo alluvionale.

Per le analisi ha fatto riferimento al caso reale della diga di La Villita, valutandone la risposta sismica dovuta ad un terremoto di piccola intensità, identificato con il codice EQ2, e ad uno di grade intensità, identificato dal codice EQ5.

I risultati proposti mettono a confronto gli spettri di risposta, gli spostamenti e le accelerazioni in cresta, non considerando la pressione dell'acqua dovuta al serbatoio, BS, e considerandola, Reservoir.

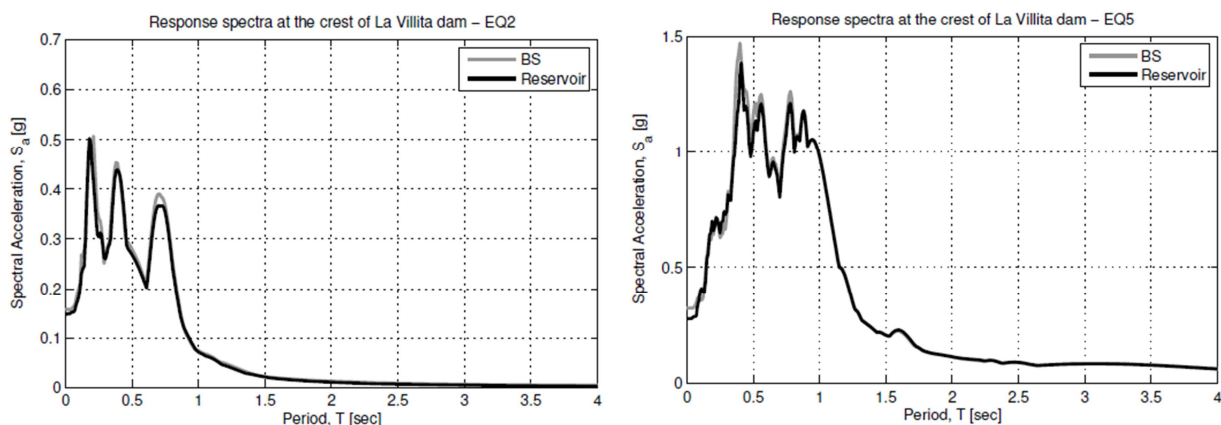


Figura 9.27 – Spettri di risposta (per lo smorzamento $D = 5\%$) sulla diga di La Villita per due eventi sismici di piccola, EQ2, e di grande, EQ5, intensità, valutati non considerando gli effetti idrodinamici dell'invaso (BS), e considerandoli (Reservoir) (da Pelecanos, 2013)

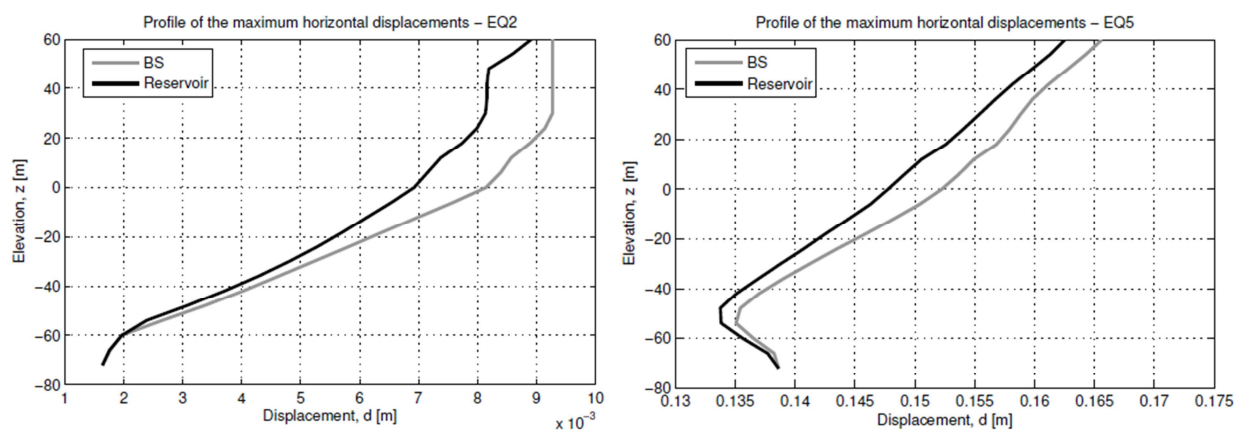


Figura 9.28 – Profilo verticale dei massimi valori dello spostamento orizzontale sull'asse centrale della diga di La Villita per due eventi sismici di piccola, EQ2, e di grande, EQ5, intensità, valutati non considerando gli effetti idrodinamici dell'invaso (BS), e considerandoli (Reservoir) (da Pelecanos, 2013)

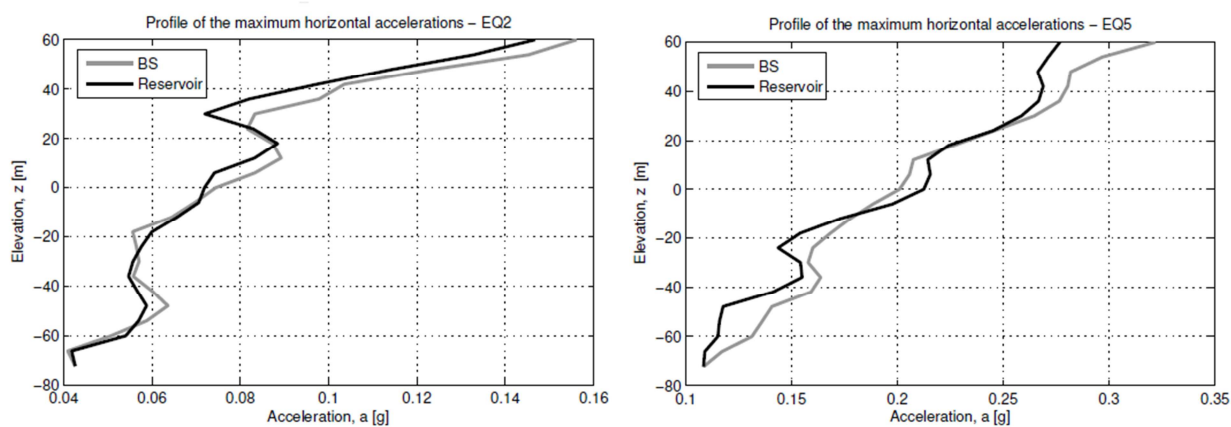


Figura 9.29 – Profilo verticale dei massimi valori dell'accelerazione orizzontale sull'asse centrale della diga di La Villita per due eventi sismici di piccola, EQ2, e di grande, EQ5, intensità, valutati non considerando gli effetti idrodinamici dell'invaso (BS), e considerandoli (Reservoir) (da Pelecanos, 2013)

Questa ulteriore analisi numerica ha dimostrato che la presenza del serbatoio ha un effetto smorzante sulla risposta dinamica di una diga in terra, indipendentemente dall'intensità del terremoto. Dalle Figure 2.27, 2.28 e 2.29 è possibile osservare amplificazioni minori, accelerazioni più piccole e spostamenti orizzontali più modesti nel caso in cui non si è tenuto conto degli effetti idrodinamici, anche se le pressioni idrodinamiche valutate sul paramento di monte della diga, erano risultate maggiori rispetto quelle ottenute utilizzando le equazioni fornite da Zangar, (1952).

9.7.5 Considerazioni finali sugli effetti idrodinamici per il caso di studio

Un effetto idrodinamico non ancora menzionato, ma che per completezza è bene menzionare, riguarda la formazione di onde superficiali, questo aspetto è stato indagato da Eatock Taylor, (1981) e in precedenza da Bustamante et Al., (1963), il quale giunse alla conclusione che l'errore commesso nell'ignorare questi effetti risulta in genere abbastanza modesto, in accordo con quanto concluso da Eatock Taylor, (1981). Il trascurare le onde superficiali appare sensato se si considera che le pressioni addizionali ad esse dovute risultano insignificanti al fine della valutazione della risposta sismica di una diga se paragonate a quelle di tipo impulsivo.

Tornando agli studi sopra citati, appare che l'inclinazione del paramento di monte conduce ad una riduzione delle forze rispetto a quelle deducibili nel caso di paramento verticale, soprattutto se ci si riferisce a zone lontane dall'epicentro dove prevalgono i movimenti orizzontali del suolo. A tal riguardo la Figura 9.30 mostra l'andamento del coefficiente riduttore f , dato dal rapporto tra la pressione idrostatica massima su paramento inclinato e la corrispondente pressione su paramento verticale, in funzione dell'angolo ϑ .

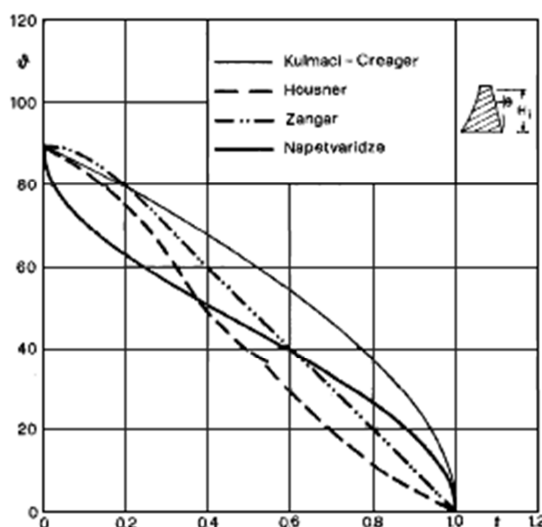


Figura 9.30 – Rapporto f tra le pressioni massime su paramento inclinato e verticale secondo diversi autori, in funzione dell'inclinazione del paramento ϑ (da De martino & Giugni, 1982a)

I successivi studi eseguiti, indagando più nel dettaglio tali effetti anche nel caso delle dighe in terra, da Boureau et Al., (1985), Pelecanos (2013) e Pelecanos et Al., (2016), hanno rafforzato

le conclusioni alle quali si era giunti in precedenza, mostrando inoltre che in alcuni casi l'interazione del serbatoio può produrre effetti smorzanti sulla risposta delle dighe in terra.

In conclusione si può affermare che per quanto indicato dagli studi sopracitati, gli effetti idrodinamici nel caso in esame possono essere giustificatamente trascurati, trattandosi inoltre di una diga in terra con una lieve pendenza del paramento di monte (1:2) con un'inclinazione di 27° , a cui corrisponde un angolo $\vartheta = 63^\circ$.

9.8 Considerazioni finali sulla costruzione del modello

In funzione di quanto esposto fino ad ora è stato possibile definire il modello numerico utilizzato per le analisi di risposta sismica delle dighe selezionate.

Per tali analisi, si è assunto: un comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente applicando una redistribuzione delle tensioni per il calcolo delle deformazioni e della rottura, una rigidezza a taglio variabile con la profondità, curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 e di incremento dello smorzamento D in funzione della deformazione di taglio γ (vedere § 9.4 e per approfondimenti il Capitolo V), l'accelerogramma è stato applicato alla base del modello considerando la componente in direzione orizzontale, e dove necessario anche quella in direzione verticale.

Si può affermare che ai fini di una analisi di risposta sismica locale bidimensionale utilizzando in sequenza i codici di calcolo SEEP/W, QUAKE/W e SIGMA/W, è sufficiente:

- utilizzare un modello geometrico così come definito al § 9.3;
- È necessario distinguere le condizioni al contorno per ogni codice di calcolo utilizzato, nel caso di QUAKE/W è necessario vincolare i bordi verticali della fondazione alla traslazione verticale e alla rotazione, alla base del modello la traslazione verticale e orizzontale;
- non adottare contorni viscosi;
- discretizzare il modello in elementi finiti aventi altezza tale da rispettare la condizione $H \leq H_{max} = V_s/6 \cdot f_{max}$, ricavando le seguenti altezze: per il core $H_{max} = 2m$; per lo shell $H_{max} = 4m$; per il bedrock $H_{max} = 5$, come indicato nel § 9.2.2;
- adottare elementi finiti triangolari, senza abilitare i nodi secondari in modo da ottenere risultati accurati senza appesantire più del necessario il calcolo;
- adottare un passo temporale di lettura dell'accelerogramma che sia pari almeno al passo di campionamento dell'accelerogramma applicato, generalmente un valore pari a 0.01s è sufficiente per ottenere un buon compromesso tra accuratezza della soluzione e tempo di calcolo;
- trascurare gli effetti idrodinamici per quanto detto al § 9.7
- trascurare l'aumento delle pressioni interstiziali dovute al sisma per quanto affermato al § 9.2.5.

Il programma GeoStudio 2007, permette inoltre di inserire in alcuni punti specifici tramite il comando *History Points*, una serie di punti nei quali vengono registrati per ogni step del passo temporale selezionato, tutti i risultati in termini di accelerazioni, contenuti in frequenza, spostamenti, ecc., proposti al termine dell'analisi dai codici di calcolo adoperati. Nel caso in esame sono stati inseriti 8 History Points, come visibile in Figura 9.31.

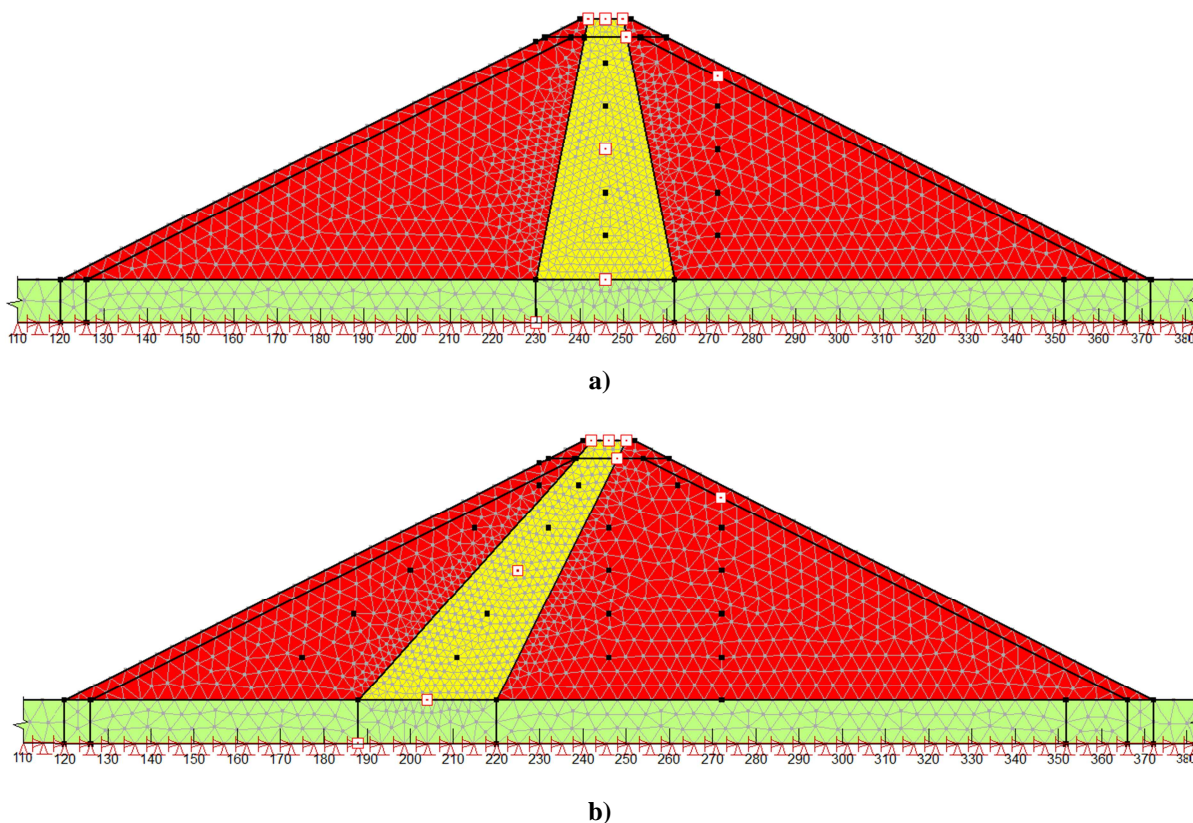


Figura 9.31 – Rappresentazione del modello finale, utilizzato per le analisi in cui sono visibili gli History Points selezionati, rappresentati dai quadrati bianchi bordati in rosso, per la diga zonata con core verticale a) e per quella con core inclinato b)

Capitolo X

Restituzione ed elaborazione dei risultati

10.1 Casistiche esaminate

In questo capitolo sono presentati i risultati ottenuti dalle analisi parametriche sulla risposta sismica, eseguite sui tre modelli geometrici di dighe in terra zonate proposti al § 2.5, definiti al § 9.3, e successivamente elaborati in modo da valutarne il comportamento sottoposte ad un'azione dinamica, attraverso la valutazione dell'amplificazione del moto in ingresso e delle deformazioni permanenti sotto forma di spostamenti verticali e orizzontali, valutati con una maggiore attenzione alla cresta della diga.

Ricordando che la posizione del modello è stata definita al Capitolo I, che le caratteristiche degli input sismici in ingresso sono stati valutati di conseguenza come specificato nel § 8.4, che le caratteristiche dei materiali adoperati per la costruzione sono stati definiti al § 1.4.1 per il bedrock, al § 7.2 per lo shell e al § 7.3 per il core, analizzando le diverse combinazioni tra i vari materiali definiti al § 7.4, ed infine che la costruzione del modello è stata eseguita sulla base delle considerazioni esposte al Capitolo IX, sono stati valutati nell'ordine i seguenti aspetti, in modo da comprendere l'influenza sulla risposta sismica dei seguenti fattori:

- l'effetto del rapporto di impedenza I ;
- l'effetto dei parametri dinamici di rigidezza G/G_0 e smorzamento D dei terreni utilizzati per la costruzione della diga;
- l'effetto della geometria della diga, valutando le configurazioni con core verticale DCV e core inclinato DCI;
- l'effetto combinato della componente orizzontale H e verticale V dell'input sismico per dighe di altezza pari a 60m e 30m;

Nel complesso sono state eseguite 240 analisi, i cui risultati finali sono presentati mettendo in evidenza il legame tra il rapporto di impedenza o l'intensità di Arias e l'amplificazione, valutata come rapporto tra l'accelerazione massima alla cresta e quella alla base dell'opera (interfaccia tra diga e bedrock), (PGA_c/PGA_b) e in termini di rapporto tra spettri di risposta, valutati come integrali alla cresta e alla base dell'opera (RS_c/RS_b) . A questi risultati si aggiungo quelli espressi in termini di spostamenti verticali e orizzontali permanenti in funzione dell'intensità di Arias.

La Figura 10.1 mostra i punti in cresta e al bedrock considerati per la registrazione dei parametri sismici al coronamento e alla base dell'opera.

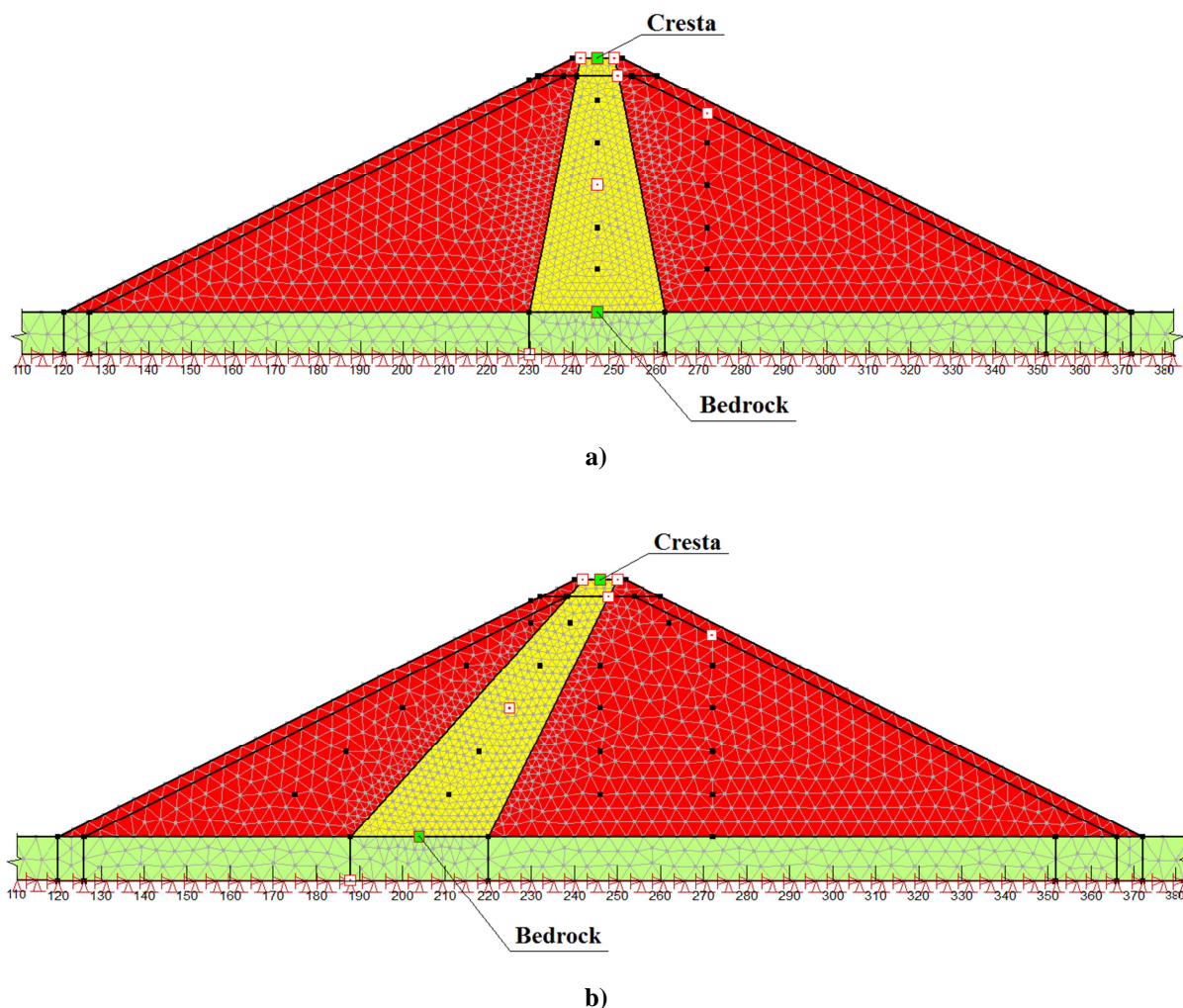


Figura 10.1 – Posizione dei punti di misura dei parametri sismici nei casi di diga con core verticale a) e inclinato b)

La valutazione delle deformazioni permanenti sulla cresta della diga risulta particolarmente importante, sia per valutarne la sicurezza, in quanto gli abbassamenti verticali non devono eccedere il livello del pelo libero dell'acqua invasata, sia per avere indicazioni prestazionali sulla struttura che possono evidenziare fenomeni di danno o meccanismi di rottura di difficile valutazione, come possono essere il verificarsi di fratture verticali, interne al corpo diga, causate dalla differenza di materiale caratterizzante le diverse sezioni costituenti l'opera, o aperture di fratture lungo i piani di contatto tra la fondazione e il corpo della diga.

Qui di seguito saranno esposti tutti i ragionamenti adottati per la scelta dei casi analizzati e per l'elaborazione dei risultati, applicando nell'ordine i codici di calcolo SEEP/W, QUAKE/W e SIGMA/W.

10.2 Analisi statiche

Come anticipato nel capitolo precedente prima di ogni analisi dinamica si deve procedere ad un'analisi statica, in modo da stabilire le tensioni totali iniziali. Sono state quindi definite le condizioni di infiltrazione per uno stato stazionario a lungo termine e le pressioni interstiziali.

Il livello idrico a monte è stato definito in funzione dell'altezza della diga considerando il serbatoio pieno, mentre a valle è stata adottata un'altezza di falda coincidente con la faccia superiore della fondazione, come spiegato al § 9.5.

I terreni costituenti lo shell e il core sono stati considerati parzialmente saturi, mentre la fondazione è stata considerata satura.

Per l'elaborazione è stato usato il codice di calcolo SEEP/W, il quale utilizza il metodo degli elementi finiti per valutare il flusso bidimensionale in accordo con la legge di Darcy in entrambi i terreni parzialmente saturi, utilizzando la funzione proposta da Van Genuchten (1980), la funzione del contenuto volumetrico d'acqua (10.1) e la funzione di conducibilità idraulica (10.2).

$$K_w = K_{sat} \cdot \frac{[1 - (a \cdot \Psi^{(n-1)}) \cdot (1 + ((a \cdot \Psi^n)^{-m}))]^2}{((1 + a \cdot \Psi^n)^{\frac{m}{2}})} \quad (10.1)$$

dove K_{sat} è la conducibilità idraulica per terreni saturi, Ψ è l'intervallo di suzione e i parametri a , n ed m sono parametri di adattamento per le curve, in cui $m = 1 - \frac{1}{n}$.

$$\vartheta_w = \vartheta_r + \frac{\vartheta_s - \vartheta_r}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right]^m} \quad (10.2)$$

dove ϑ_s è il contenuto volumetrico d'acqua in condizioni sature e ϑ_r è il contenuto volumetrico d'acqua residuo. I parametri utilizzati per le funzioni sono mostrati in tabella 10.1, ricavati dai dati sperimentali disponibili dalla letteratura (Park et Al., 2016b), facendo riferimento a tipi di materiali assimilabili a quelli utilizzati nel caso in esame.

Tabella 10.1- Valori dei parametri dei materiali utilizzati per le analisi di filtrazione così come definiti da Park et Al., (2016b).

Parametri Materiale	Core	Shell	Fondazione
K_{sat}	$2,96 \cdot 10^{-7}$	$1,35 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-10}$
a	1,28	9,81	1,00
n	1,65	5,00	4,00
ϑ_s	0,39	0,22	0,22
ϑ_r	0,11	0,01	-

I risultati delle analisi di filtrazione sono rappresentati dalle Figure 10.2, 10.3 e 10.4 rispettivamente per le dighe alte 60m e 30m con core verticale e infine per la diga alta 60m con core inclinato.

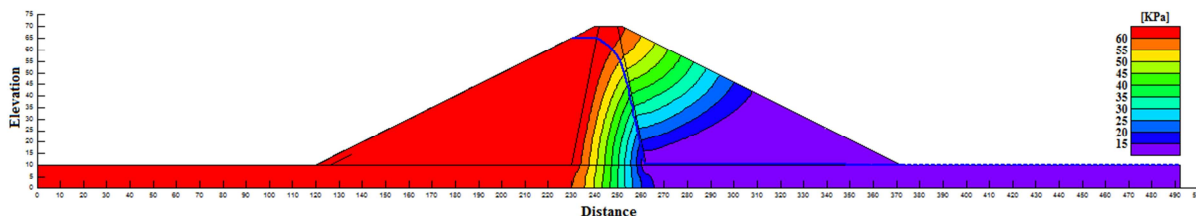


Figura 10.2 – Analisi di filtrazione per le tipologie di dighe alte 60m con core verticale

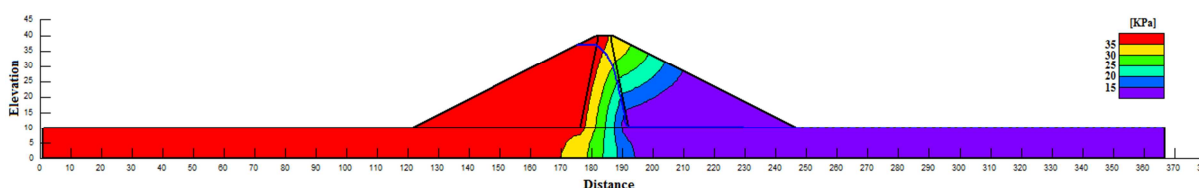


Figura 10.3 – Analisi di filtrazione per le tipologie di dighe alte 30m con core verticale

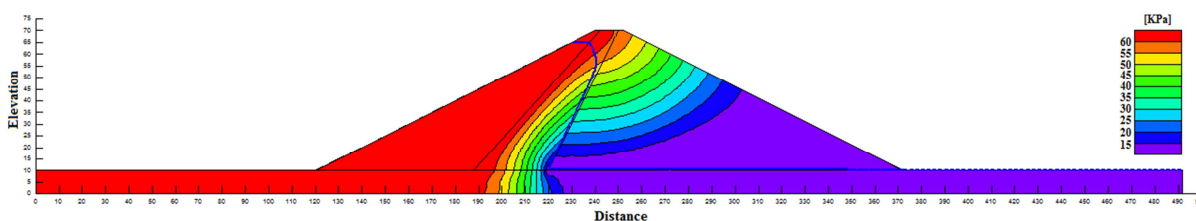
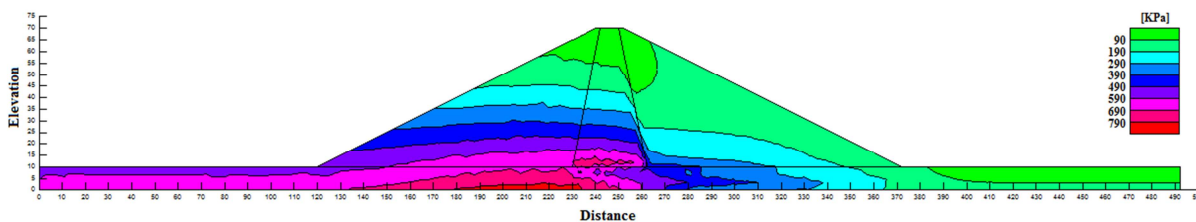
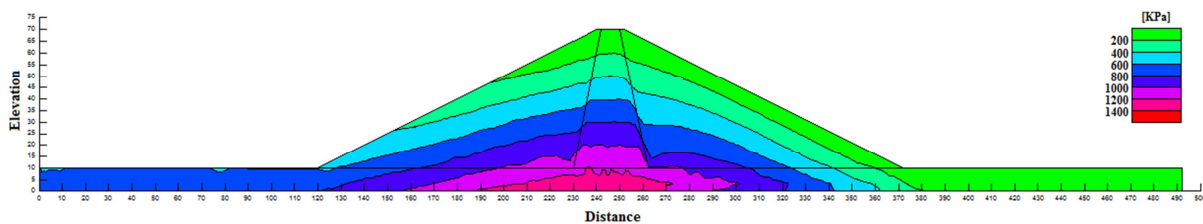


Figura 10.4 – Analisi di filtrazione per le tipologie di dighe alte 60m con core inclinato

Per quello che riguarda il calcolo delle tensioni geostatiche, efficaci e totali, riferite alle condizioni iniziali, sono state valutate utilizzando il codice di calcolo QUAKE/W, tenendo presenti i valori delle pressioni interstiziali calcolate con il precedente codice SEEP/W. Applicando ai materiali del core, dello Shell e dalla fondazione i valori caratterizzanti le rispettive proprietà meccaniche e dinamiche definite al § 1.4.1 (per il bedrock), al § 7.2 (per lo Shell) e al § 7.3 (per il core), sono state ricavate le seguenti distribuzioni delle tensioni orizzontali e verticali mostrate in Figura 10.5, 10.6 e 10.7 per le tre tipologie di dighe precedentemente definite, riferendosi ad una variazione del moduli di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , per lo shell e per il core, identificata dalle curve medie definite sempre nei §§ 7.2 e 7.3.

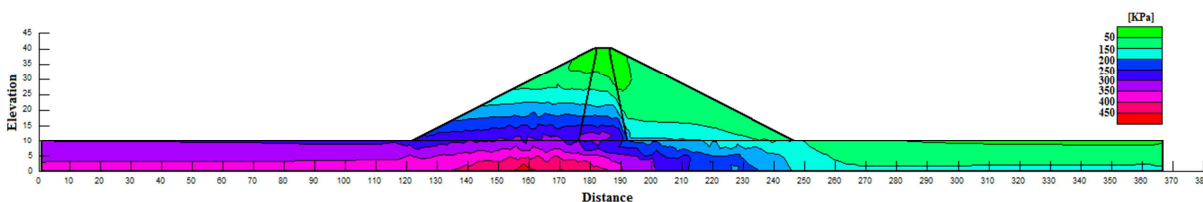


a)

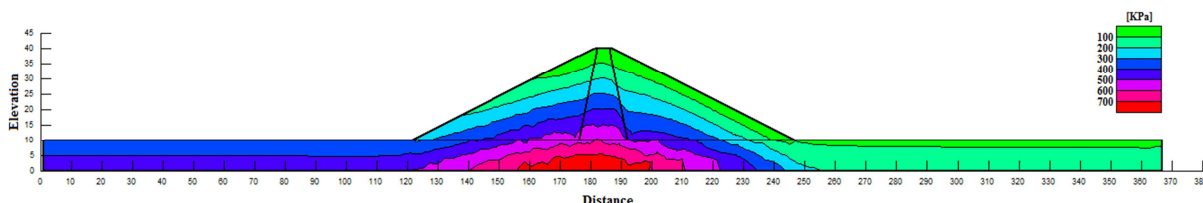


b)

Figura 10.5 – Andamento delle tensioni orizzontali a) e verticali b), riferite all'analisi statica per le tipologie di dighe alte 60m con core verticale

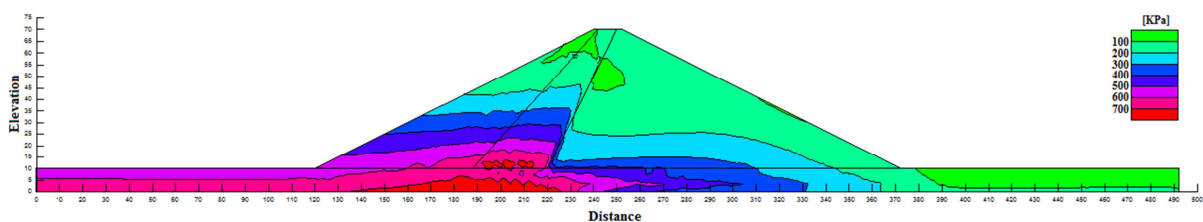


a)

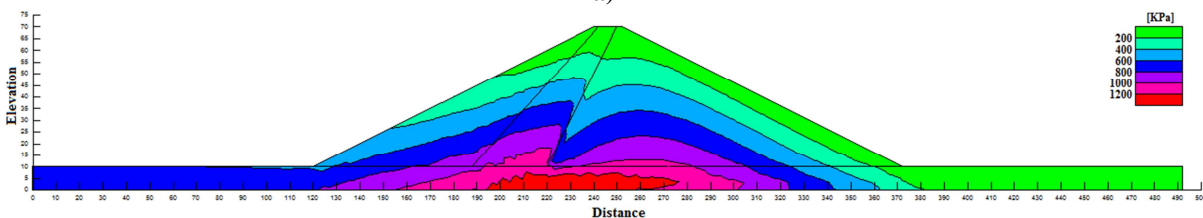


b)

Figura 10.6 – Andamento delle tensioni orizzontali a) e verticali b), riferite all'analisi statica per le tipologie di dighe alte 30m con core verticale



a)



b)

Figura 10.7 – Andamento delle tensioni orizzontali a) e verticali b), riferite all'analisi statica per le tipologie di dighe alte 60m con core inclinato

I risultati indicano una distribuzione delle tensioni verticali coerente con il peso dei materiali, crescente verso la base del corpo diga.

10.3 Analisi dinamiche

Attraverso l'elaborazione dei risultati ricavati dalle analisi dinamiche è stato possibile indagare gli effetti sulla risposta sismica delle dighe, valutando l'influenza dei diversi fattori esposti al 10.1. I parametri caratterizzanti la risposta sismica, come detto in precedenza, sono stati valutati in funzione dell'impedenza e dell'intensità di Arias.

Il rapporto di impedenza è stato valutato attraverso l'equazione (3.41) (vedere § 3.6.1) come rapporto tra l'impedenza della fondazione rocciosa e quella del corpo diga, espressa come il prodotto della densità del materiale ρ_i e della velocità di propagazione delle onde sismiche attraverso il materiale $V_{s,i}$. Per il calcolo dell'impedenza del corpo diga, essendo l'opera composta da due diversi materiali, è stato fatto riferimento ad un valore ricavato da una media ponderata delle aree caratterizzate dai materiali dello shell e del core.

L'equazione (3.41) può essere quindi riscritta nella seguente forma:

$$I = \frac{\rho_r \cdot V_{s,r}}{\rho_d \cdot V_{s,d}} \quad (10.3)$$

Applicando l'equazione (10.3) alle varie combinazioni tra i materiali (vedere § 7.4, tabella 7.1, casi da M1 a M16) costituenti il corpo diga, si ottengono quattro valori del rapporto di impedenza, mostrati in tabella 10.2

Tabella 10.2 – Valori del rapporto di impedenza valutato per i 16 casi ricavati dalla combinazione dei vari materiali costituenti lo shell e il core delle dighe esaminate

Combinazioni	Rapporto di Impedenza
M1-M2-M5-M6	6,52
M3-M4-M7-M8	6,91
M9-M10-M13-M14	8,66
M11-M12-M15-M16	9,37

L'intensità di Arias I_a è stata invece valutata applicando l'equazione (8.6) (vedere § 8.1.4), per tutti gli eventi sismici selezionati al § 8.4.7, per gli stati limite ultimi e di esercizio, ricavando i valori mostrati in tabella 10.3 e 10.4.

Tabella 10.3 – Valori dell'intensità di Arias valutati per i cinque eventi sismici selezionati in riferimento allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso SLC

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	I_a [cm/s]
000055	34	ST20	Friuli	06/05/1976	6.5	125
000198	93	ST64	Montenegro	15/04/1979	6.9	386
000290	146	ST96	Campano Lucano	23/11/1980	6.9	558
006500	497	ST136	Duzce 1	12/11/1999	7.2	162
007142	2039	ST539	Bingol	01/05/2003	6.3	151

Tabella 10.4 – Valori dell'intensità di Arias valutati per i cinque eventi sismici selezionati in riferimento allo stato limite di esercizio di danno SLD

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	I_a [cm/s]
000652	292	ST236	Umbria Marche	14/10/1997	5.6	11
000822	350	ST236	Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	9
000982	72	ST309	Friuli (aftershock)	16/09/1977	5.4	3
005038	1509	ST2495	Oelfus	13/11/1998	5.1	8
005090	1464	ST2495	Mt. Hengill Area	04/06/1998	5.4	13

Infine in riferimento alle curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e la legge di variazione dello smorzamento D con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali componenti lo shell e il core, definite ai §§ 7.2, 7.3, vengono di seguito riportati i parametri di riferimento utilizzati per individuare le varie casistiche precedentemente selezionate al § 7.4.

Tabella 10.5 – Parametri di riferimento utilizzati per le analisi numeriche identificanti le curve di degradazione della rigidità ed il rapporto di smorzamento per i materiali dello shell

G/G_0			D			
Curva	γ_{rif} [%]	$G/G_{0si(rif)}$	Curva	$D_{si(rif)}$ [%]	D_{smin} [%]	D_{smax} [%]
G/G_{0s1}	0,04	0,5	$D_{s1(rif)}$	5,60	1,80	18
G/G_{0sm}	0,015	0,5	$D_{sm(rif)}$	8,94	3,30	23
G/G_{0s2}	0,0054	0,5	$D_{s2(rif)}$	11,54	4,75	28

Tabella 10.6 – Parametri di riferimento utilizzati per le analisi numeriche identificanti le curve di degradazione della rigidità ed il rapporto di smorzamento per i materiali del core

G/G_0			D			
Curva	γ_{rif} [%]	$G/G_{0ci(rif)}$	Curva	$D_{ci(rif)}$ [%]	D_{cmin} [%]	D_{cmax} [%]
G/G_{0c1}	0,17	0,5	$D_{c1(rif)}$	6,10	3,80	25
G/G_{0cm}	0,064	0,5	$D_{cm(rif)}$	8,09	2,80	26
G/G_{0c2}	0,024	0,5	$D_{c2(rif)}$	9,72	1,70	27

Le proprietà dinamiche dei materiali sono quindi identificate attraverso il valore del γ_{rif} , cioè la deformazione a taglio di riferimento definita per il modello costitutivo iperbolico proposto da Hardin & Drnevich, (1972a, b), (vedere §§ 5.3.1, 5.3.2), valutato per un rapporto $G/G_0 = 0,5$.

10.4 Effetti dovuti al rapporto di impedenza

Di seguito è stata analizzata l'influenza del rapporto di impedenza tra lo strato di fondazione e il corpo della diga, considerando sedici diverse casistiche, ricavate dalle combinazioni tra i diversi materiali scelti per caratterizzare le aree dello shell e del core. Sono state eseguite sedici analisi per ogni input sismico selezionato, sia per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), che per lo stato limite di danno (SLD), per un totale di 160 analisi. La tabella 10.7 mostra le sedici combinazioni adottate per le analisi, così come definite al § 7.4, tabella 7.1, riscritte identificando le proprietà dinamiche dei materiali attraverso la γ_{rif} , cioè la deformazione a taglio di riferimento, come specificato al § 10.3, e il rispettivo valore del rapporto di impedenza, calcolato attraverso l'equazione (10.3), così come definiti in tabella 10.2.

Tabella 10.7 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		Rapporto di Impedenza
M ₁	G_{0s1}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c1}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	6,52
M ₂	G_{0s1}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c1}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	6,52
M ₃	G_{0s1}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c2}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	6,91
M ₄	G_{0s1}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c2}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	6,91
M ₅	G_{0s1}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c1}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	6,52
M ₆	G_{0s1}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c1}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	6,52
M ₇	G_{0s1}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c2}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	6,91
M ₈	G_{0s1}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c2}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	6,91
M ₉	G_{0s2}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c1}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	8,66
M ₁₀	G_{0s2}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c1}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	8,66
M ₁₁	G_{0s2}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c2}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	9,37
M ₁₂	G_{0s2}	$D_{s1(rif)} = 5,60 \%$	G_{0c2}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	9,37
M ₁₃	G_{0s2}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c1}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	8,66
M ₁₄	G_{0s2}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c1}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	8,66
M ₁₅	G_{0s2}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c2}	$D_{c1(rif)} = 6,10 \%$	9,37
M ₁₆	G_{0s2}	$D_{s2(rif)} = 11,54 \%$	G_{0c2}	$D_{c2(rif)} = 9,72 \%$	9,37

Le analisi sono state eseguite sul modello geometrico di diga alta 60m con core verticale, come mostrata al § 9.3, operando prima un'analisi statica come visto al § 10.2, e successivamente quella dinamica. Le analisi dinamiche sono state eseguite assegnando ai materiali le caratteristiche di rigidità e di smorzamento definite nella tabella 10.7 sotto forma di curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e la

legge di variazione dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ e di curve che identificano la legge di variazione del moduli di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , così come definite al Capitolo VII.

Qui di seguito sono mostrati i risultati in termini di amplificazioni e risposte spettrali valutate per i diversi scenari sismici, mentre per visualizzare gli altri grafici relativi all'amplificazione valutata in termini di rapporto (a_{maxc}/a_{maxb}), si rimanda all'Appendice 9.1, posta a termine di questo capitolo.

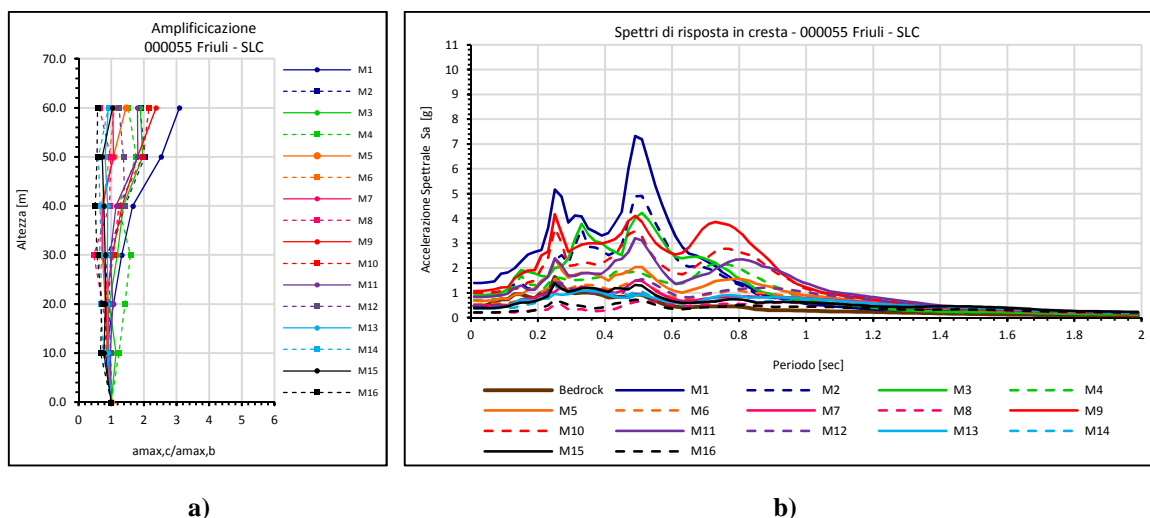


Grafico 10.1 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l'evento sismico 000055 Friuli

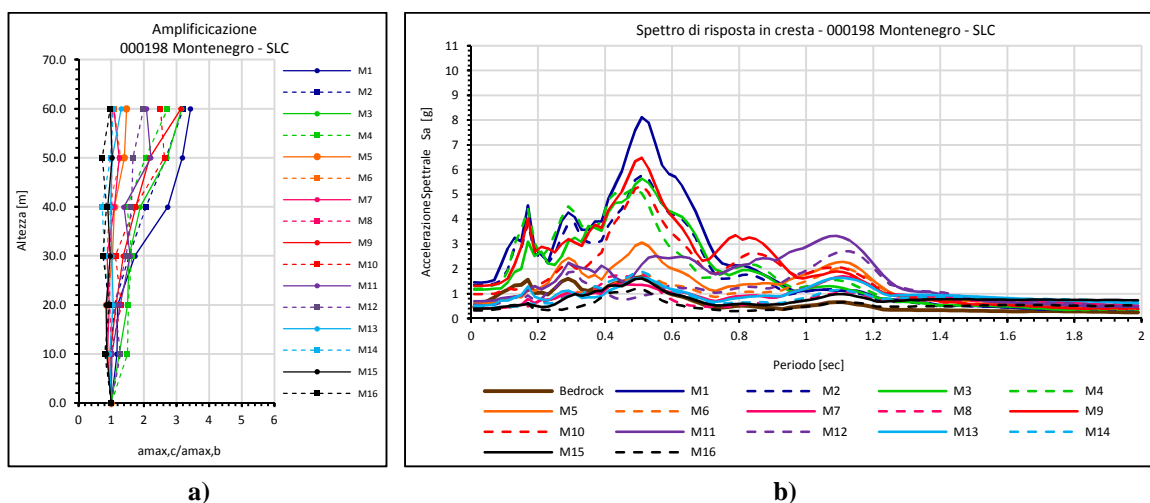


Grafico 10.2 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l'evento sismico 000198 Montenegro

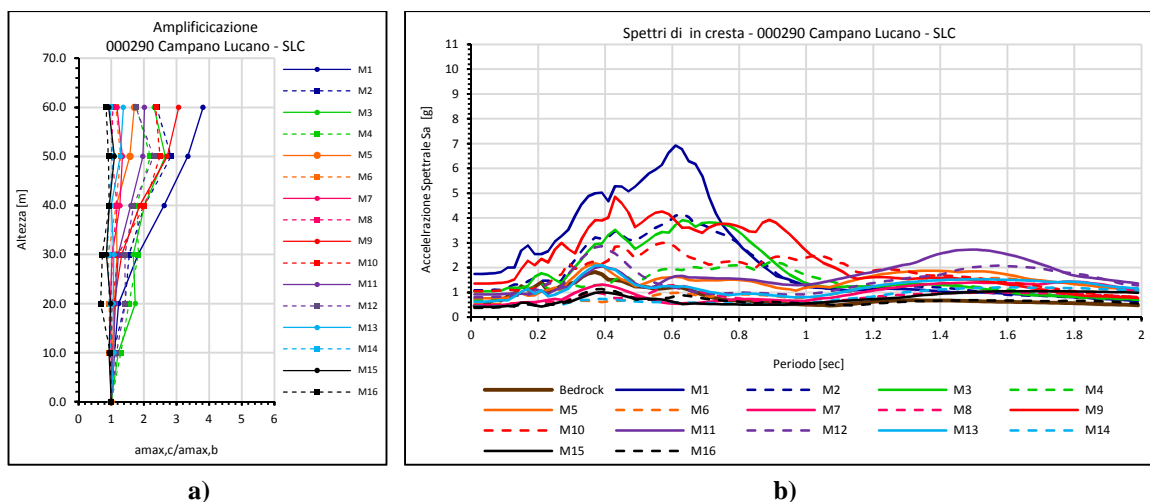


Grafico 10.3 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 000290 Campano Lucano

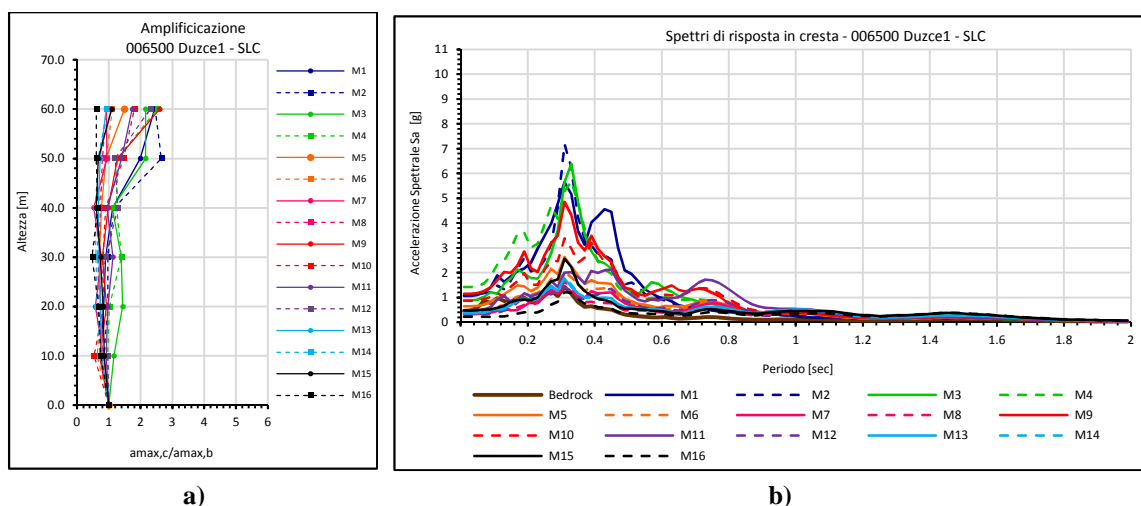


Grafico 10.4 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 006500 Duzce1

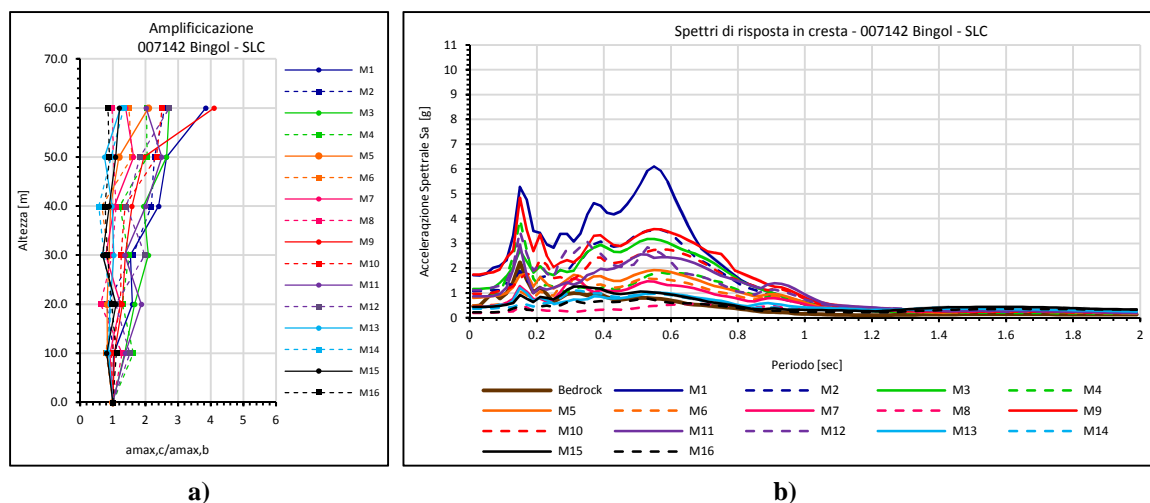


Grafico 10.5 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 007142 Bingol

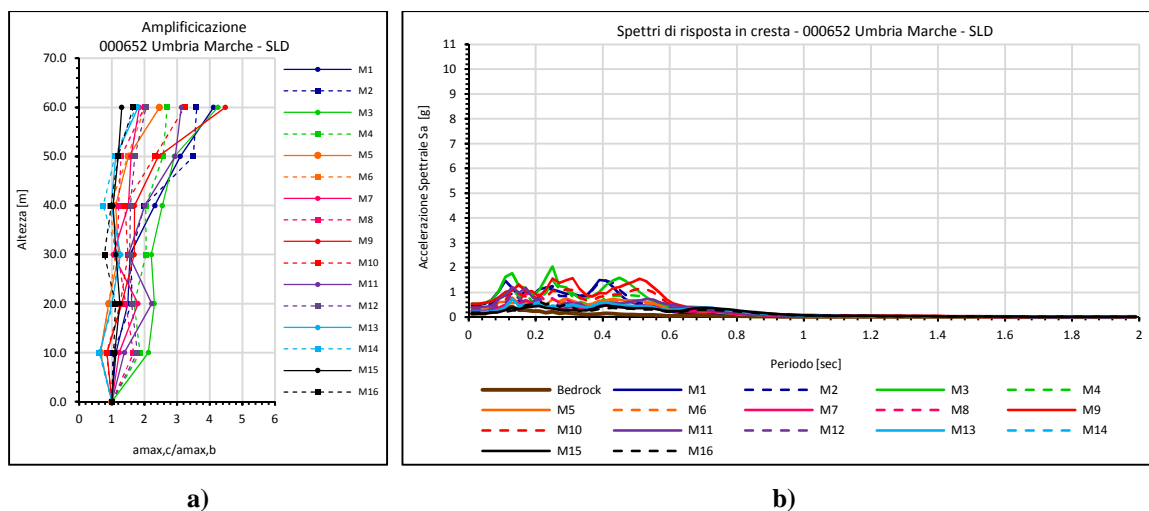


Grafico 10.6 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 000652 Umbria Marche

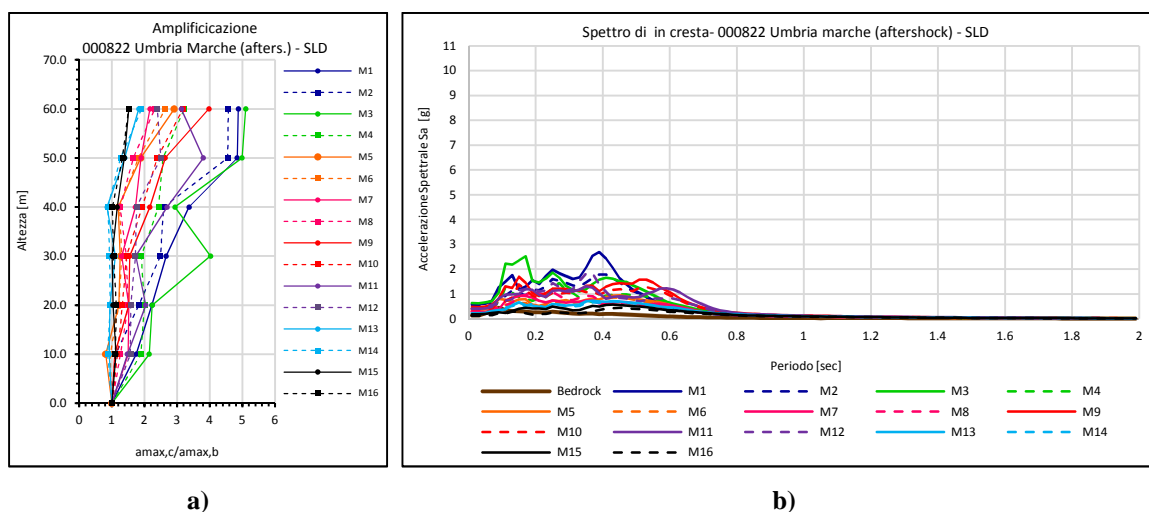


Grafico 10.7 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 000822 Umbria Marche (aftershock)

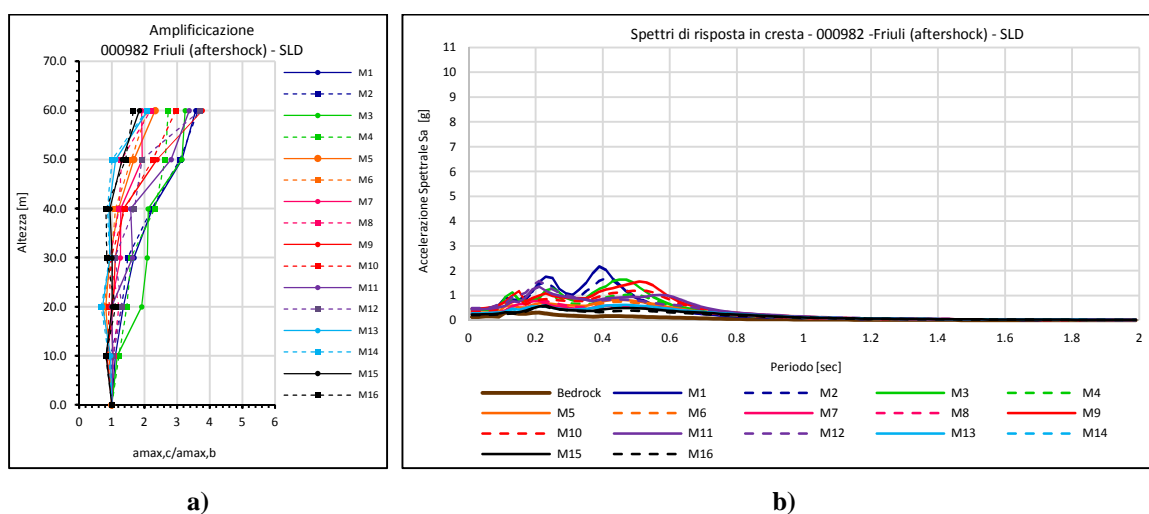


Grafico 10.8 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l’evento sismico 000982 Friuli (aftershock)

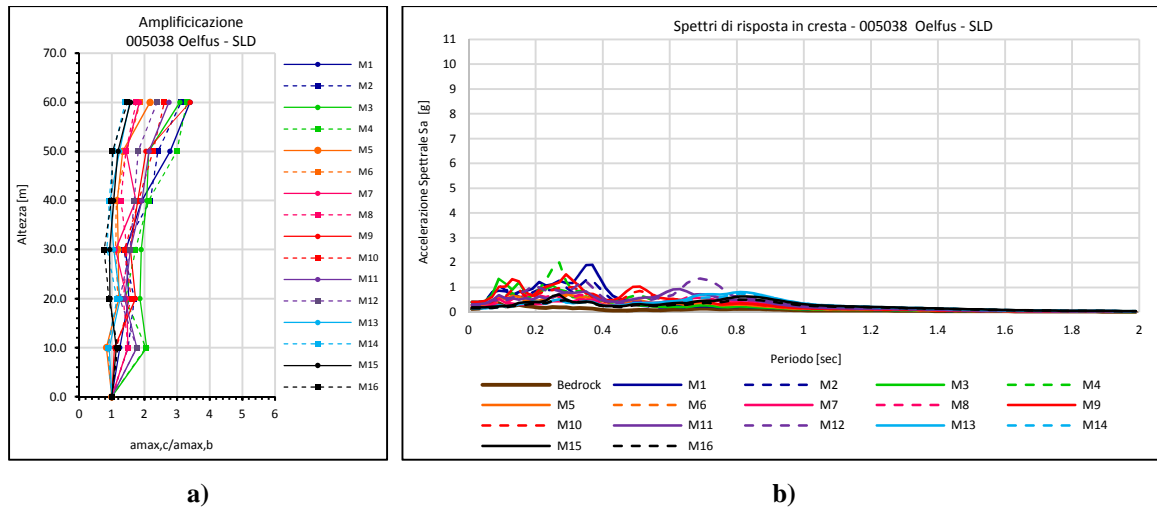


Grafico 10.9 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l'evento sismico 005038 Oelfus

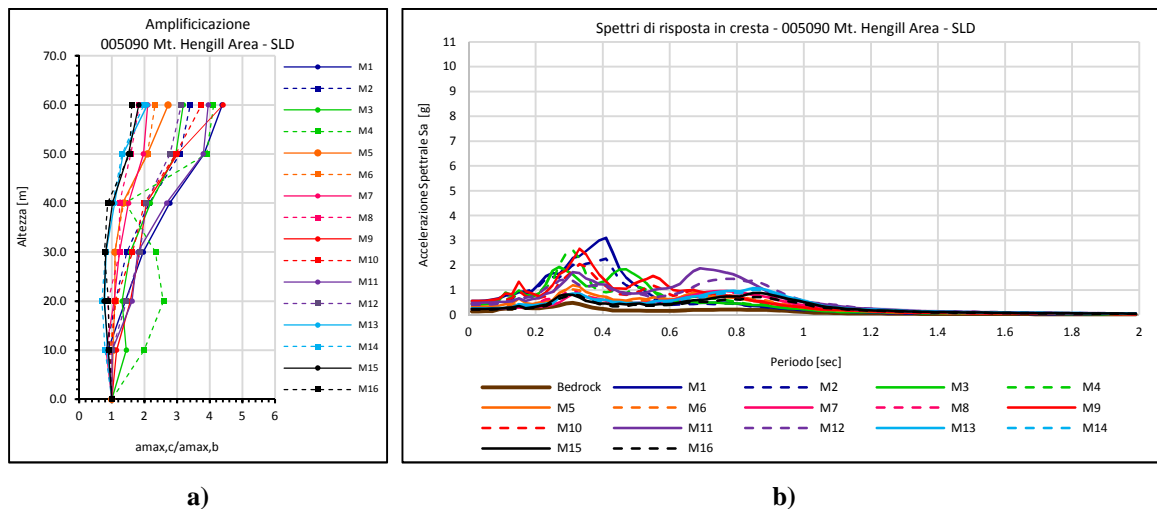


Grafico 10.10 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b) per i sedici casi indagati, considerando l'evento sismico 005090 Mt. Hengill Area

Di seguito sono invece mostrati i grafici in cui la risposta sismica della diga è stata espressa come rapporto spettrale (RS_c/RS_b), definito come il rapporto tra l'integrale dello spettro di risposta alla cresta e l'integrale dello spettro di risposta al bedrock, in funzione del rapporto di impedenza I , così come espresso dalla (10.3), anche in questo caso vengono mostrati i risultati relativi a tutti i diversi input sismici selezionati, per gli stati limite di prevenzione del collasso (SLC) e di danno (SLD). Le sedici casistiche sono state suddivise in quattro gruppi nei quali sono state mantenute le stesse caratteristiche relative alle cure della legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali dello shell e del core, variando le curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , in modo da far variare il rapporto di impedenza. Le tabelle successive mostrano i valori dei rapporti spettrali per i vari eventi sismici selezionati nei diversi casi analizzati con i relativi valori del rapporto di impedenza.

Tabella 10.8 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza per i casi M1, M3, M9 e M11, allo SLC

Analisi	000055 Friuli	000198 Montenegro	000290 Campano Lucano	006500 Duzce1	007142 Bingol	Rapporto di Impedenza
M1	3,73	3,17	2,91	3,45	4,06	6,52
M3	2,86	2,60	2,23	3,11	2,75	6,91
M9	3,77	3,06	2,85	3,30	3,37	8,66
M11	2,80	2,37	2,11	2,45	2,39	9,37

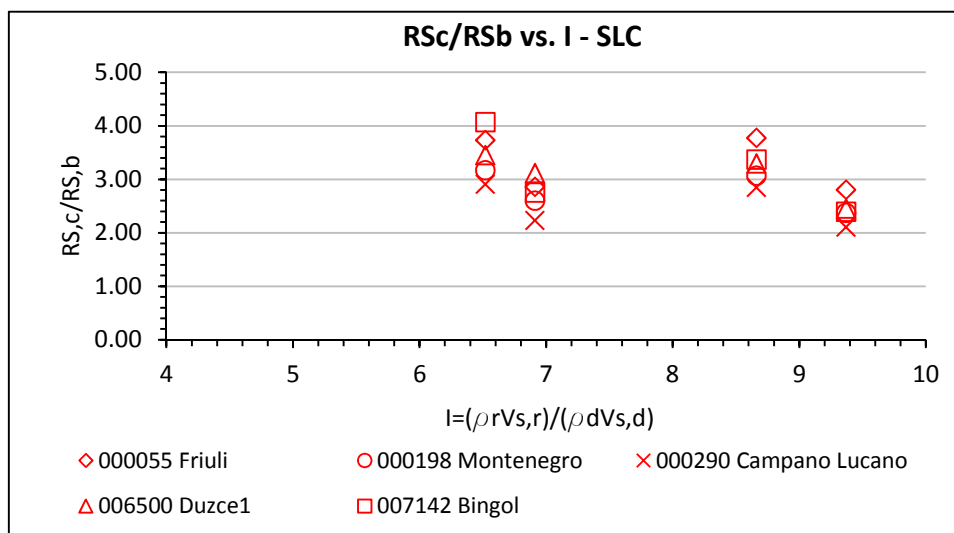


Grafico 10.11 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M1, M3, M9 e M11, per gli eventi sismici allo SLC

Tabella 10.9 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza per i casi M2, M4, M10 e M12, allo SLC

Analisi	000055 Friuli	000198 Montenegro	000290 Campano Lucano	006500 Duzce1	007142 Bingol	Rapporto di Impedenza
M2	2,71	2,58	2,17	3,10	2,68	6,52
M4	2,20	2,67	1,66	3,53	1,89	6,91
M10	3,09	2,50	2,24	2,80	2,51	8,66
M12	1,76	1,75	1,83	1,66	2,56	9,37

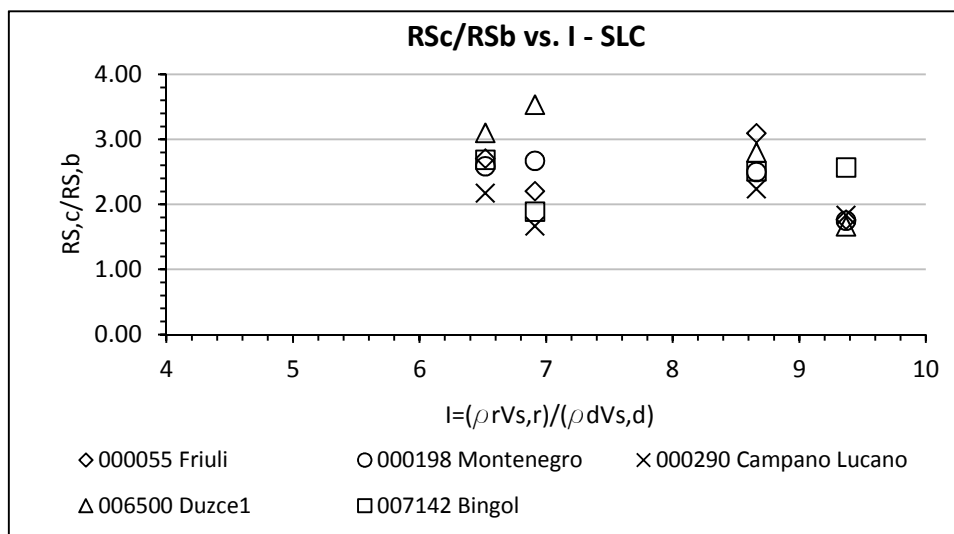


Grafico 10.12 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M2, M4, M10 e M12, per gli eventi sismici allo SLC

Tabella 10.10 –Rapporti spettrali e rapporto di impedenza per i casi M5, M7, M13 e M15, alo SLC

Analisi	000055 Friuli	000198 Montenegro	000290 Campano Lucano	006500 Duzce1	007142 Bingol	Rapporto di Impedenza
M5	2,14	1,95	1,80	2,07	1,92	6,52
M7	1,56	1,40	1,22	1,52	1,49	6,91
M13	1,44	1,47	1,53	1,63	1,25	8,66
M15	1,44	1,20	0,94	1,77	1,32	9,37

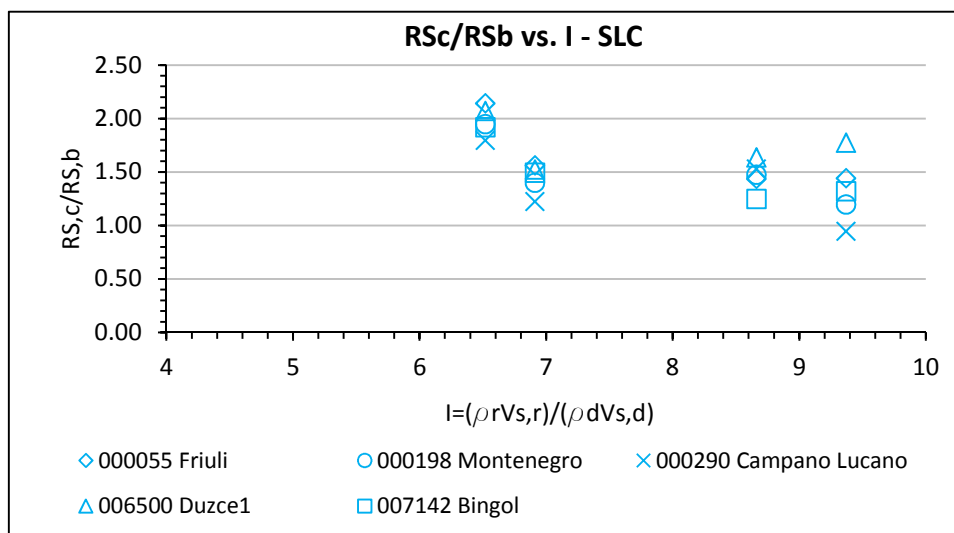


Grafico 10.13 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M5, M7, M13 e M15, per gli eventi sismici allo SLC

Tabella 10.11 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza per i casi M6, M8, M14 e M16, allo SLC

Analisi	000055 Friuli	000198 Montenegro	000290 Campano Lucano	006500 Duzce1	007142 Bingol	Rapporto di Impedenza
M6	1,69	1,51	1,29	1,78	1,60	6,52
M8	0,95	1,19	1,03	1,35	0,79	6,91
M14	1,38	1,32	1,00	1,61	1,21	8,66
M16	0,91	0,82	0,81	1,20	0,93	9,37

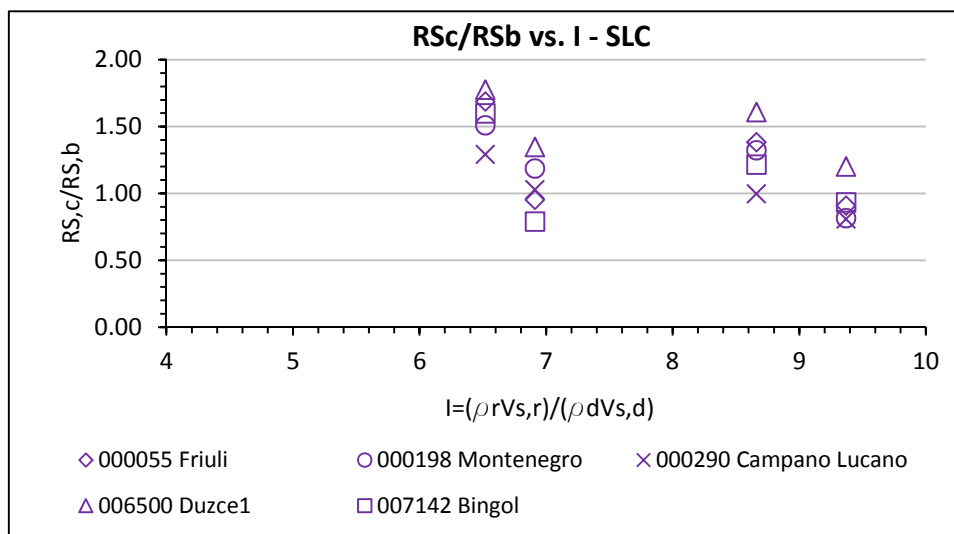


Grafico 10.14 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M6, M8, M14 e M16, per gli eventi sismici allo SLC

Tabella 10.12 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza I , per i casi M1, M3, M9 e M11, allo SLD

Analisi	000652 Umbria Marche	000822 Umbria Marche (aftershock)	000982 Friuli (aftershock)	005038 Oelfus	005090 Mt. Hengill Area	I
M1	4,27	5,71	5,08	3,39	4,09	6,52
M3	5,29	5,69	4,86	2,66	3,53	6,91
M9	5,62	5,25	5,29	3,71	4,29	8,66
M11	3,46	4,64	4,78	3,37	4,71	9,37

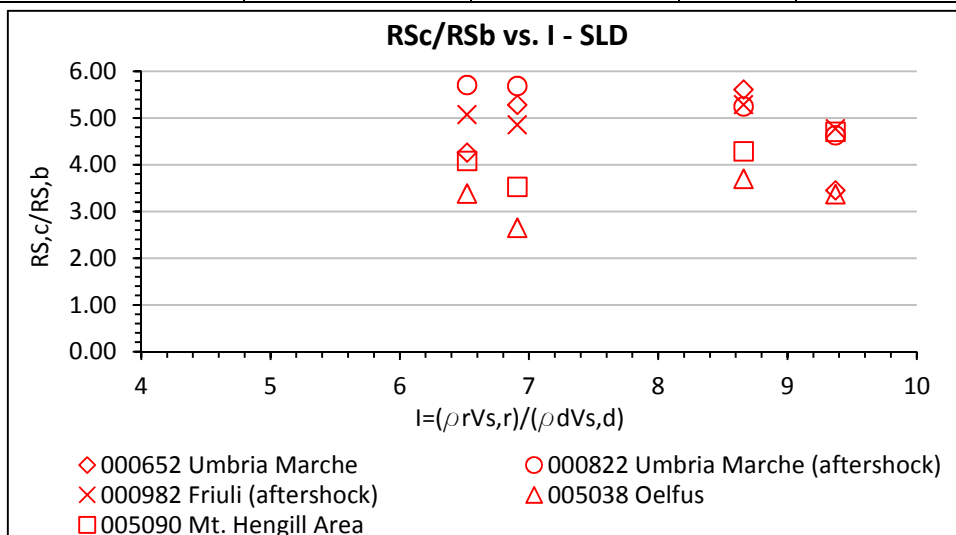


Grafico 10.15 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M1, M3, M9 e M11, per gli eventi sismici allo SLD

Tabella 10.13 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza I , per i casi M2, M4, M10 e M12, allo SLD

Analisi	000652 Umbria Marche	000822 Umbria Marche (aftershock)	000982 Friuli (aftershock)	005038 Oelfus	005090 Mt. Hengill Area	I
M2	4,08	4,64	4,64	2,81	3,46	6,52
M4	3,87	3,77	3,89	3,17	3,54	6,91
M10	4,42	4,46	4,47	3,16	3,64	8,66
M12	2,75	4,50	4,64	4,07	4,34	9,37

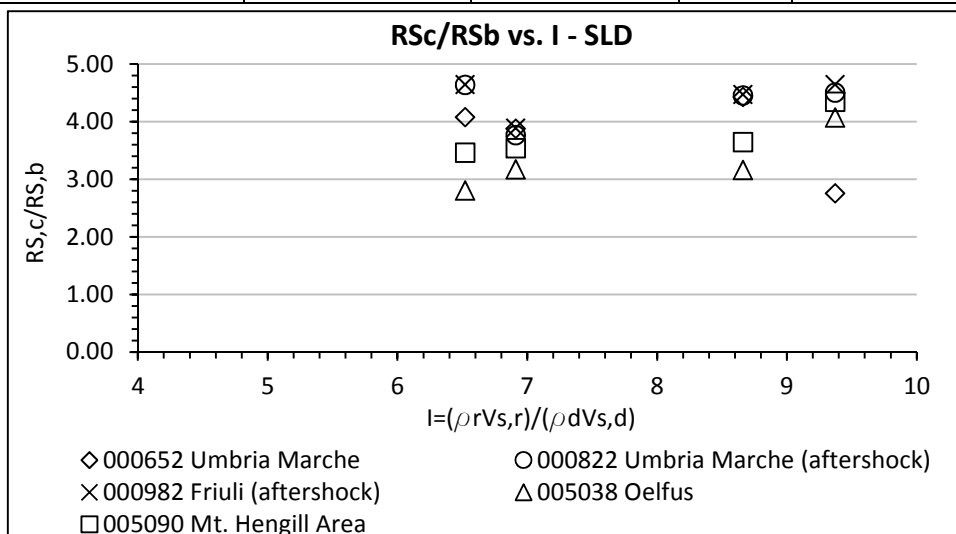


Grafico 10.16 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M2, M4, M10 e M12, per gli eventi sismici allo SLD

Tabella 10.14 –Rapporti spettrali e rapporto di impedenza I , per i casi M5, M7, M13 e M15, allo SLD

Analisi	000652 Umbria Marche	000822 Umbria Marche (aftershock)	000982 Friuli (aftershock)	005038 Oelfus	005090 Mt. Hengill Area	I
M5	3,05	3,16	3,31	2,39	2,74	6,52
M7	2,41	2,95	2,92	2,35	2,61	6,91
M13	2,73	2,65	2,90	3,03	2,98	8,66
M15	2,34	2,10	2,53	2,78	2,54	9,37

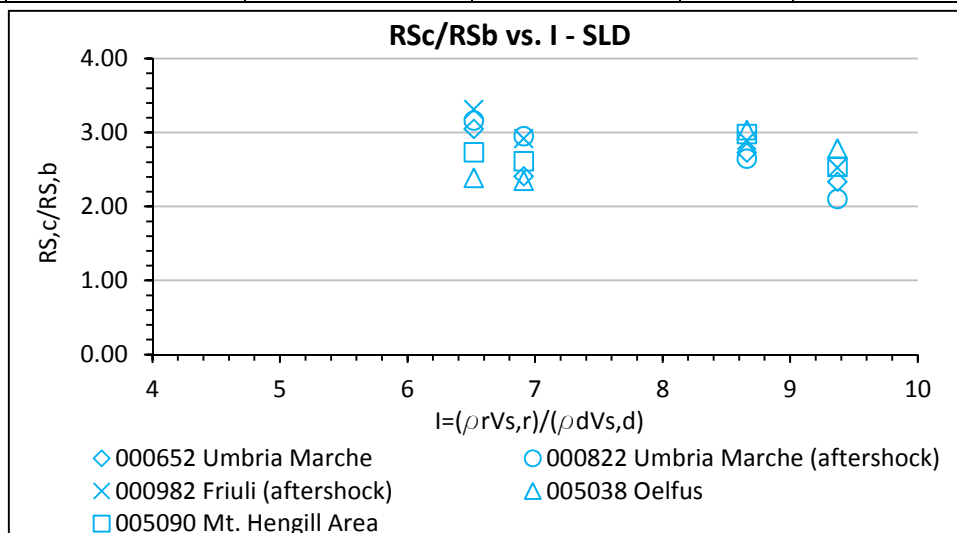


Grafico 10.17 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M5, M7, M13 e M15, per gli eventi sismici allo SLD

Tabella 10.15 – Rapporti spettrali e rapporto di impedenza I , per i casi M6, M8, M14 e M16, allo SLD

Analisi	000652 Umbria Marche	000822 Umbria Marche (aftershock)	000982 Friuli (aftershock)	005038 Oelfus	005090 Mt. Hengill Area	I
M6	2,70	2,87	3,01	2,25	2,59	6,52
M8	2,83	3,11	2,94	2,81	2,65	6,91
M14	2,71	2,54	2,78	2,87	2,80	8,66
M16	2,27	1,58	2,19	2,37	2,22	9,37

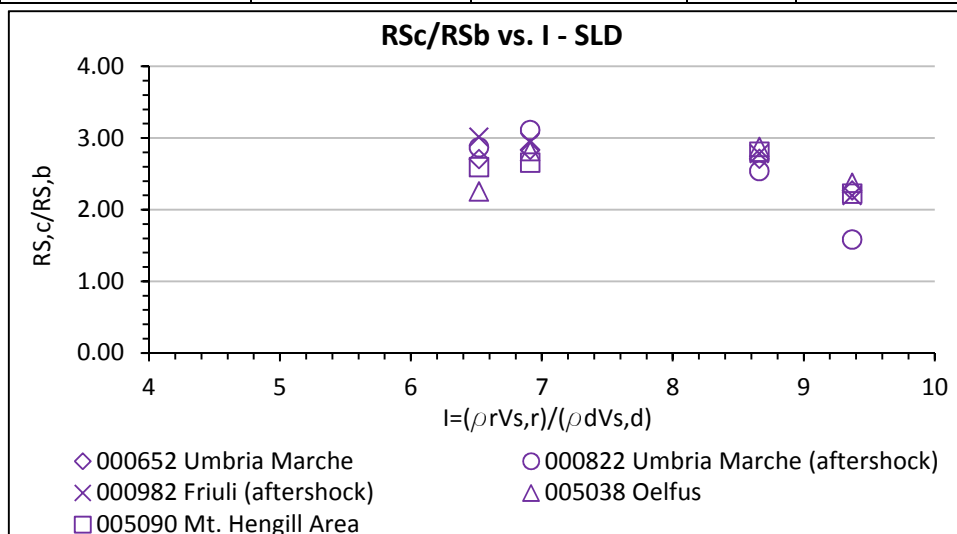


Grafico 10.18 - Amplificazione della risposta spettrale tra la fondazione rocciosa e la cresta per i casi: M6, M8, M14 e M16, per gli eventi sismici allo SLD

I risultati ottenuti indicano che al variare delle caratteristiche dei materiali costituenti il corpo diga si hanno apprezzabili variazioni della risposta sismica valutata in cresta. Valutando le risposte sia in termini di stati limite di prevenzione del collasso (SLC), sia in termini di stati limite di danno (SLD) in funzione dell'rapporto di impedenza, si può osservare come questo parametro influenza la risposta sismica della diga. Nel complesso si assiste ad una riduzione dell'amplificazione all'aumentare del rapporto di impedenza. Questa tendenza non viene però confermata analizzando i singoli eventi sismici, per i quali risulta difficile ricavare una tendenza generale. Nel complesso quindi gli effetti dell'impedenza espressi in termini di amplificazioni del rapporto spettrale non sembrano consentire di confermare una tendenza generale.

10.5 Effetti dovuti alle proprietà dinamiche dei terreni

In questo paragrafo sono mostrati i risultati ottenuti da una serie di analisi eseguite per valutare l'influenza sulla risposta sismica delle dighe in terra dei parametri dinamici di rigidezza e di smorzamento, esaminando diverse combinazioni delle proprietà dinamiche dei terreni costituenti lo shell e il core.

Per valutare l'influenza della rigidezza le combinazioni prevedono l'utilizzo di tre diverse curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 con l'ampiezza della deformazione γ , mantenendo inalterata la curva identificante la legge di variazione dello smorzamento D , sempre con l'ampiezza della deformazione γ . Per stabilire l'influenza dello smorzamento sono state usate combinazioni che prevedono l'utilizzo di tre diverse curve che identificano la legge di variazione dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ , mantenendo inalterata la curva che identifica la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 , ancora con l'ampiezza della deformazione γ , per i materiali costituenti sia lo shell che il core.

Le tre diverse curve di G/G_0 e D utilizzate sono quelle definite al Capitolo VII (superiore, media e inferiore, per lo shell e per il core), le curve di G/G_0 e D mantenute inalterate sono quelle medie, sempre valutate nel capitolo VII, per lo shell e per il core.

Sono state eseguite cinque analisi per ogni input sismico selezionato, sia per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), che per lo stato limite di danno (SLD), per un totale di 50 analisi.

La tabella 10.16 mostra le cinque combinazioni adottate per le analisi, così come definite al § 7.4, tabella 7.2, riscritte identificando le proprietà dinamiche dei materiali attraverso la γ_{rif} , cioè la deformazione a taglio di riferimento, come specificato al § 10.3, per le curve di G/G_0 , e il valore minimo D_{min} per le curve identificanti la funzione del rapporto di impedenza D , così come definito in tabella 10.5 e 10.6, per lo shell e il core. Per la legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , sono state usate le curve medie, così come definite sempre al Capitolo VII per entrambi i materiali costituenti il corpo diga.

Tabella 10.16 – Diverse casistiche analizzate in funzione della variazione dei parametri dinamici dei materiali

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core	
MG_1D_m	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,04; D_{min,s} = 3,30\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,17; D_{min,c} = 2,80\%$
MG_mD_1	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,015; D_{min,s} = 1,80\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,064; D_{min,c} = 3,80\%$
$MG_m m$	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,015; D_{min,s} = 3,30\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,064; D_{min,c} = 2,80\%$
MG_2D_m	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,0054; D_{min,s} = 3,30\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,024; D_{min,c} = 2,80\%$
MG_mD_2	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,015; D_{min,s} = 4,75\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,064; D_{min,c} = 1,70\%$

Le analisi sono state eseguite sul modello geometrico di diga alta 60m con core verticale, come mostrata al § 9.3, operando prima un'analisi statica come visto al § 10.2, e successivamente quella dinamica. Le analisi dinamiche sono state eseguite assegnando ai materiali le caratteristiche di rigidità e di smorzamento sotto forma di curve, come definite nella tabella 10.16.

Di seguito sono mostrati i grafici in cui la risposta sismica della diga è stata espressa in termini di amplificazione, valutata come il rapporto tra l'accelerazione massima alla cresta e quella alla base dell'opera (PGA_c/PGA_b), come rapporto tra spettri di risposta, calcolati come integrali alla cresta e alla base dell'opera (RS_c/RS_b), e in termini di spostamenti verticali in funzione dell'intensità di Arias, ricavati per ogni evento sismico attraverso l'equazione (8.6), così come definito al § 8.1.4, i cui valori sono visibili nelle tabelle 10.3 e 10.4, nel § 10.1. Per osservare altri grafici riguardanti tutti gli aspetti sopra citati si rimanda all'Appendice 9.2, allegata al termine di questo capitolo.

I grafici 10.19, 10.20, 10.21 e 10.22 mostrano il rapporto (PGA_c/PGA_b) in termini di accelerazione di picco orizzontale per gli eventi allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) e allo stato limite di danno (SLD) in funzione dell'intensità di Arias per ogni evento sismico selezionato.

Le tabelle 10.17, 10.18, 10.19 e 10.20, mostrano i valori dei rapporti (PGA_c/PGA_b), valutati per i diversi eventi sismici selezionati allo SLC e allo SLD, e i rispettivi valori dell'intensità di Arias.

Tabella 10.17 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b), al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLC

PGA_c/PGA_b				
Shell		$\gamma_{rif,s} = 0,04\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,015\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,0054\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c} = 0,17\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,064\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,024\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	MG_1D_m	MG_mD_m	MG_2D_m
000055 Friuli	125	2,08	1,97	1,39
000198 Montenegro	386	2,45	1,76	1,20
000290 Campano Lucano	558	2,73	1,95	1,07
006500 Duzce1	162	2,60	1,76	1,62
007142 Bingol	151	2,83	2,09	1,49

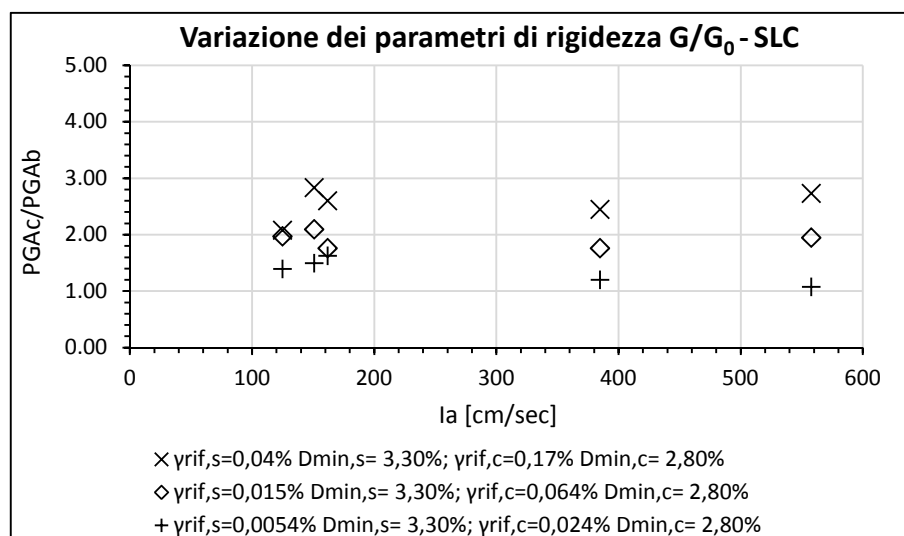


Grafico 10.19 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.18 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b), al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLC

PGA_c/PGA_b				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000055 Friuli	125	2,10	1,97	1,55
000198 Montenegro	386	1,98	1,76	1,76
000290 Campano Lucano	558	2,08	1,95	1,90
006500 Duzce1	162	1,80	1,76	1,61
007142 Bingol	151	2,31	2,09	2,02

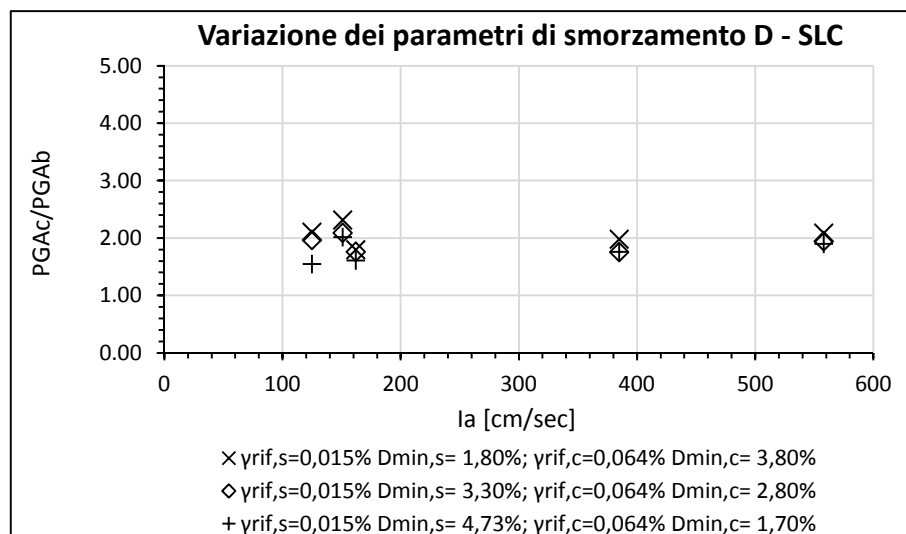


Grafico 10.20 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

Tabella 10.19 – Valori della risposta simica delle dighe in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b), al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLD

PGA_c/PGA_b				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,04\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,0054\%$ $D_{min,s}=3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,17\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,024\%$ $D_{min,c}=2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	MG_1D_m	MG_mD_m	MG_2D_m
000652 Umbria Marche	11	3,10	2,63	2,63
000822 Umbria marche (after.)	9	3,69	3,46	3,23
000982 Friuli (aftershock)	3	3,05	2,80	2,81
005038 Oelfus	8	2,55	2,62	2,48
005090 Mt. Hengill Area	13	3,15	3,20	2,50

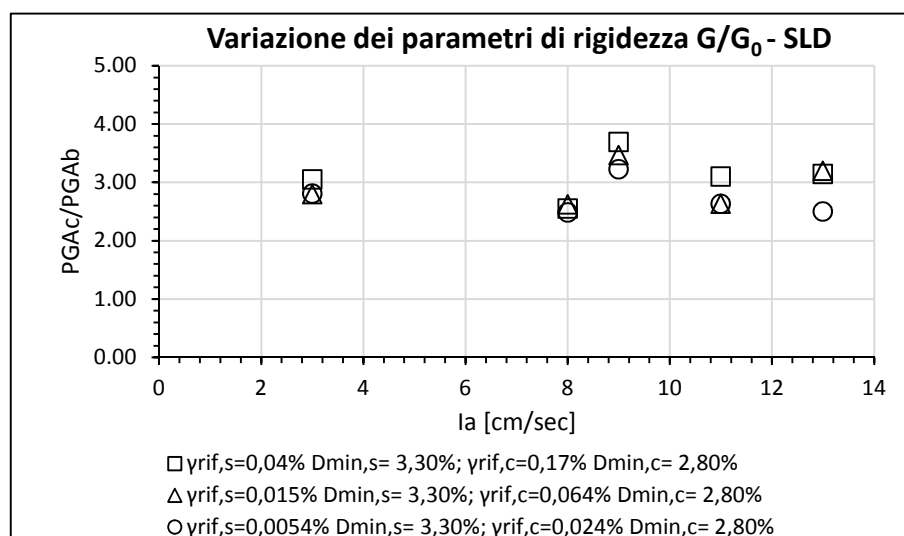


Grafico 10.21 – Amplificazione della risposta simica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.20 – Valori della risposta simica delle dighe in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b), al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLD

PGA_c/PGA_b				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000652 Umbria Marche	11	3,51	1,97	2,13
000822 Umbria marche (after.)	9	3,49	1,76	2,82
000982 Friuli (aftershock)	3	3,20	1,95	2,26
005038 Oelfus	8	2,61	1,76	1,86
005090 Mt. Hengill Area	13	3,97	2,09	2,93

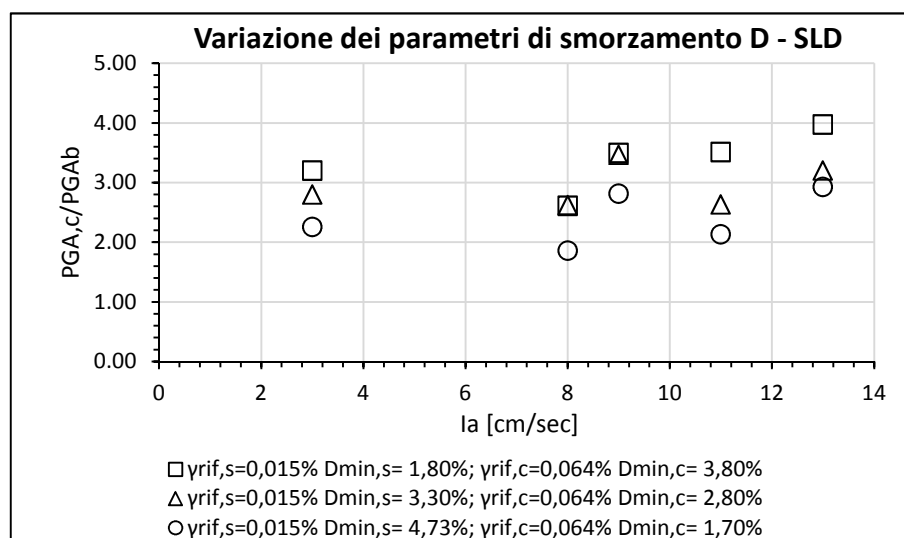


Grafico 10.22 – Amplificazione della risposta simica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

I grafici 10.23 e 10.24 mostrano le amplificazioni della risposta sismica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD in un unico grafico, prima al variare della legge di variazione della rigidezza G/G_0 e successivamente al variare della funzione di smorzamento D .

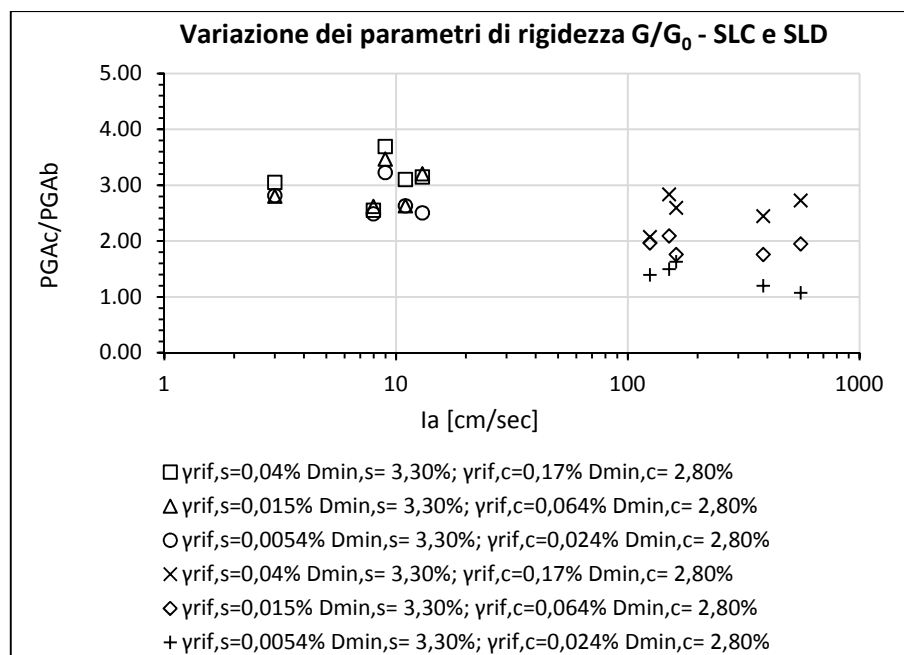


Grafico 10.23 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

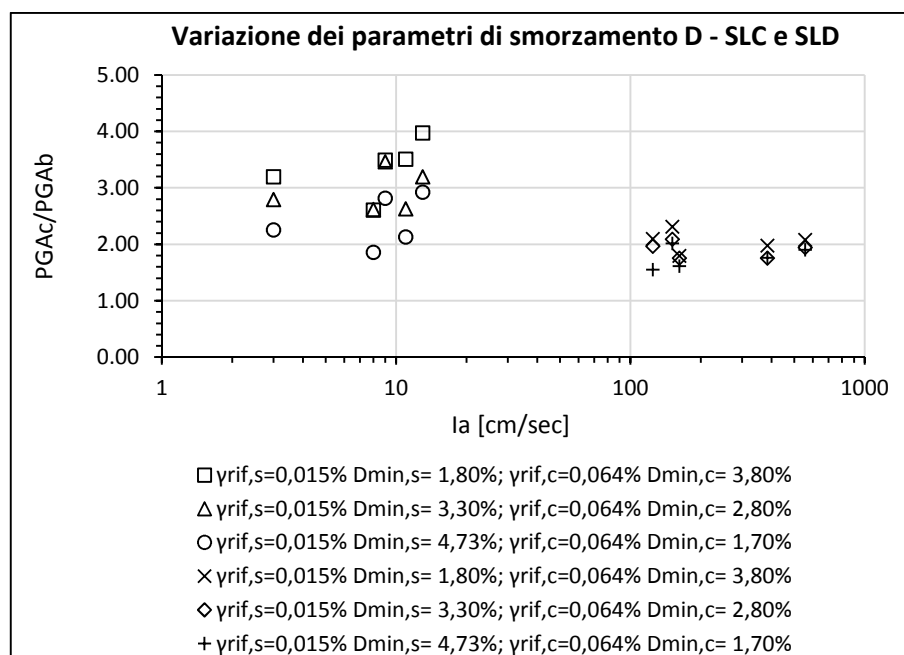


Grafico 10.24 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

I risultati ottenuti, rappresentati dai grafici precedenti, permettono di osservare che in generale sia la rigidezza che lo smorzamento caratteristici dei materiali tendono a influenzare la risposta sismica della diga, anche se la variazione delle funzioni di smorzamento sembra tra le due quella che maggiormente influenza tale risposta. Valutando i grafici in termini di rapporto di accelerazione di picco orizzontale si può osservare come nelle casistiche riguardanti gli

eventi sismici allo SLC, il parametro maggiormente influente sulla risposta appare essere il modulo di taglio normalizzato G/G_0 , mentre osservando le casistiche riguardanti gli SLD risulta essere la legge di variazione dello smorzamento D . È inoltre possibile notare come le amplificazioni in termini di accelerazioni orizzontali di picco in cresta risultano maggiormente evidenziate nei casi agli SLD, questa tendenza è visibile nei grafici 10.23 e 10.24, dove sono confrontati nello stesso grafico i risultati ottenuti per tutti gli eventi sismici selezionati sia allo SLC che allo SLD.

I grafici 10.25, 10.26, 10.27 e 10.28 mostrano il rapporto spettrale (RS_c/RS_b), per gli eventi allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) e allo stato limite di danno (SLD) in funzione dell'intensità di Arias calcolata per ogni evento sismico selezionato.

Le tabelle 10.21, 10.22, 10.23 e 10.24, mostrano i valori dei rapporti spettrali (RS_c/RS_b), valutati per i diversi eventi sismici selezionati allo SLC e allo SLD, e i rispettivi valori dell'intensità di Arias.

Tabella 10.21 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto spettrale (RS_c/RS_b), al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLC

		RS_c/RS_b		
Shell		$\gamma_{rif,s} = 0,04\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,015\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,0054\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c} = 0,17\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,064\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,024\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	MG_1D_m	MG_mD_m	MG_2D_m
000055 Friuli	125	2,89	2,69	1,90
000198 Montenegro	386	2,55	2,36	2,07
000290 Campano Lucano	558	2,36	2,12	1,16
006500 Duzce1	162	3,09	2,59	2,29
007142 Bingol	151	2,89	2,50	1,70

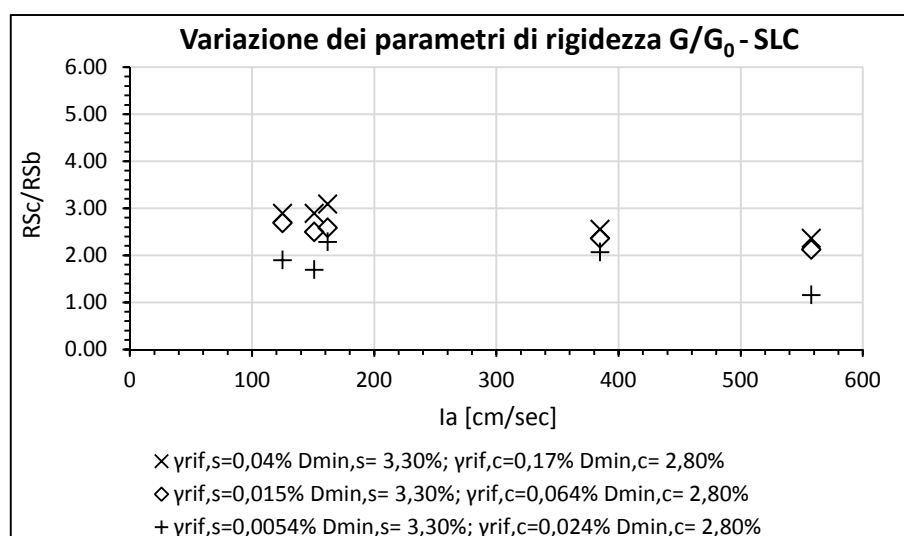


Grafico 10.25 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.22 – Valori della risposta simica delle dighe in termini di rapporto spettrale (RS_c/RS_b), al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLC

		RS_c/RS_b		
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000055 Friuli	125	3,25	2,69	2,31
000198 Montenegro	386	2,70	2,36	1,44
000290 Campano Lucano	558	2,46	2,12	1,86
006500 Duzce1	162	2,95	2,59	2,14
007142 Bingol	151	2,94	2,50	2,06

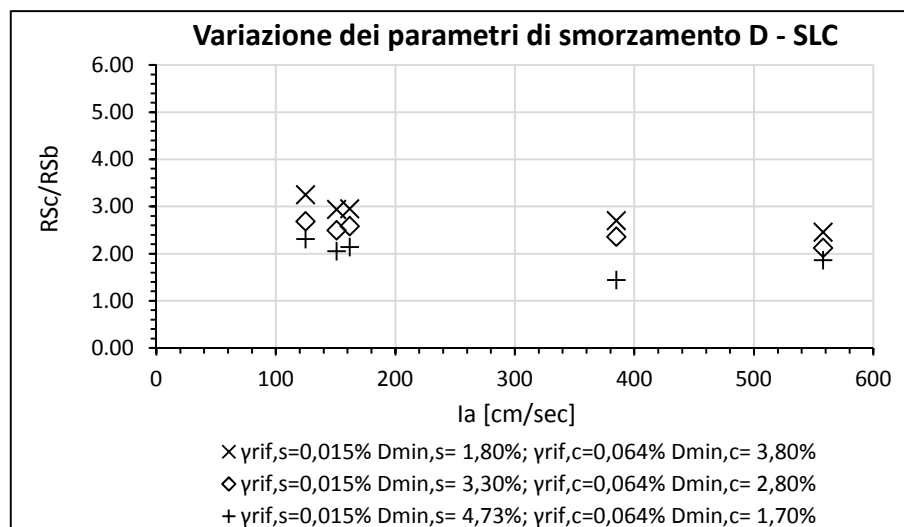


Grafico 10.26 – Amplificazione della risposta simica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

Tabella 10.23 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto spettrale (RS_c/RS_b), al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLD

RS_c/RS_b				
Shell		$\gamma_{rif,s} = 0,04\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,015\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,0054\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c} = 0,17\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,064\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,024\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	MG_1D_m	MG_mD_m	MG_2D_m
000652 Umbria Marche	11	4,08	3,83	3,69
000822 Umbria marche (after.)	9	3,99	3,94	3,59
000982 Friuli (aftershock)	3	4,25	3,98	3,67
005038 Oelfus	8	3,38	2,74	3,75
005090 Mt. Hengill Area	13	3,15	3,25	3,49

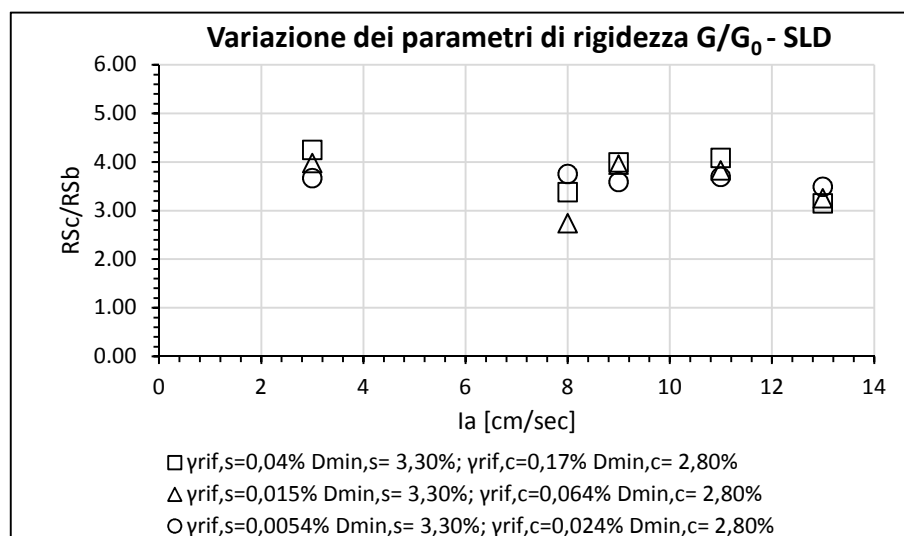


Grafico 10.27 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.24 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto spettrale (RS_c/RS_b), al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLD

RS_c/RS_b				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000652 Umbria Marche	11	4,51	3,83	3,04
000822 Umbria marche (after.)	9	4,82	3,94	3,03
000982 Friuli (aftershock)	3	4,77	3,98	3,24
005038 Oelfus	8	2,54	2,74	2,31
005090 Mt. Hengill Area	13	4,74	3,25	2,63

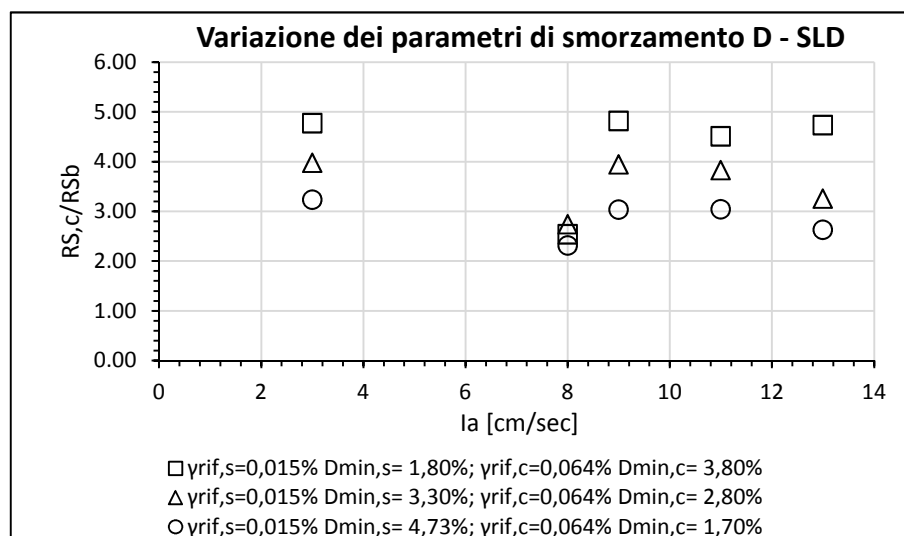


Grafico 10.28 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

I grafici 10.29 e 10.30 mostrano le amplificazioni della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD in un unico grafico, prima al variare della legge di variazione della rigidezza G/G_0 e successivamente al variare della funzione di smorzamento D .

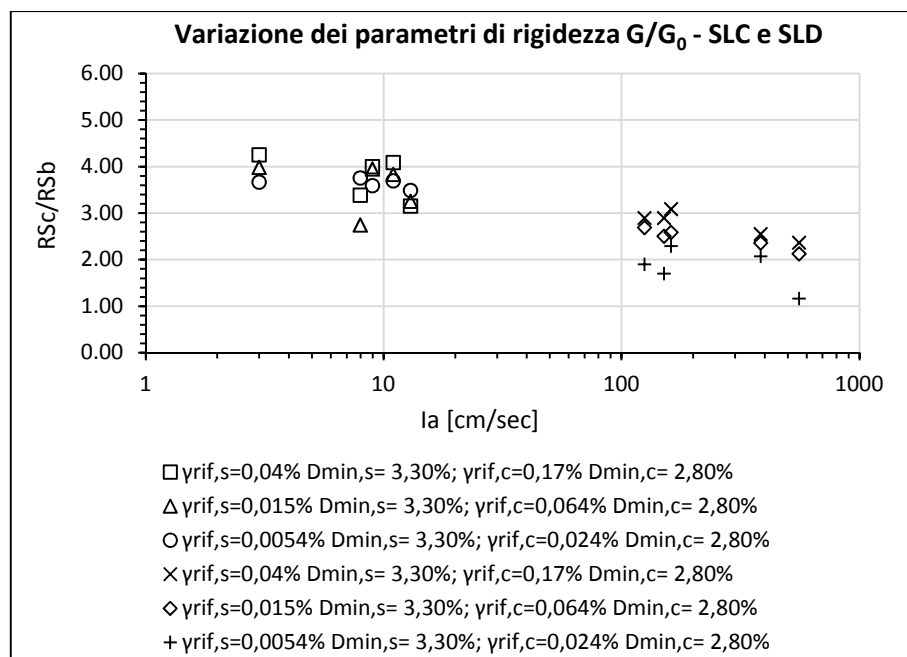


Grafico 10.29 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

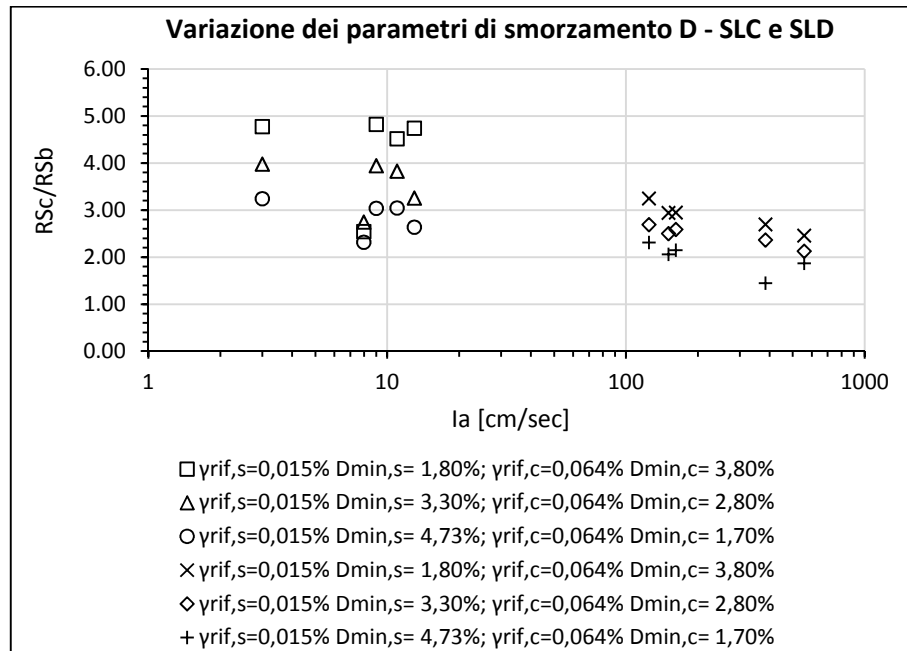


Grafico 10.30 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di rapporto spettrale in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

Valutando adesso la risposta sismica della diga considerando il rapporto spettrale si può osservare un maggiore accordo tra il risultati, considerando sia le casistiche riguardanti gli eventi sismici allo SLC, sia quelle allo SLD, il parametro maggiormente influente sulla risposta sembra essere la legge di variazione dello smorzamento D .

Anche in questo caso tale influenza appare rafforzarsi per eventi sismici più deboli quali quelli allo SLD, diminuendo per eventi più intensi, come quelli allo SLC.

Osservando il grafico 10.28 relativo agli eventi riguardanti gli SLD, il massimo divario tra i rapporti spettrali ottenuti al variare della legge di variazione dello smorzamento D , risulta pari a 1,79, con valori che vanno da un minimo di 3,03, ad un massimo di 4,82, riferito all'evento 000822 Umbria Marche (aftershock).

Considerando adesso il grafico 10.26 relativo agli eventi riguardanti gli SLC, il massimo divario apprezzabile, tra i rapporti spettrali valutati sempre al variare della legge di variazione dello smorzamento D , risulta pari a 1,26 con valori che vanno da un minimo di 1,44, ad un massimo di 2,70, riferito all'evento 000198 Montenegro, confermando che l'influenza dello smorzamento sembra maggiormente apprezzabile per eventi sismici più modesti.

Dai grafici 10.29 e 10.30, si può osservare come le amplificazioni in termini di rapporti spettrali risultano maggiori nei casi riguardanti gli eventi sismici agli SLD, mentre nei casi agli SLC tali amplificazioni risultano minori, confermando quanto ricavato precedentemente in termini di rapporti di accelerazioni di picco orizzontali.

Infine, i successivi grafici 10.31, 10.32 10.33 e 10.34 mostrano i valori degli spostamenti verticali valutati in cresta, per gli eventi allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) e allo stato limite di danno (SLD) in funzione dell'intensità di Arias calcolata per ogni evento sismico selezionato.

Le tabelle 10.25, 10.26, 10.27 e 10.28, mostrano i valori degli spostamenti verticali in cresta, valutati per i diversi eventi sismici selezionati allo SLC e allo SLD, e i rispettivi valori dell'intensità di Arias.

Tabella 10.25 – Valori della risposta simica delle dighe in termini di spostamenti verticali in cresta al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLC

Spostamenti verticali in cresta [m]				
Shell		$\gamma_{rif,s} = 0,04\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,015\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,0054\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c} = 0,17\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,064\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,024\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_1 D_m$	$MG_m D_m$	$MG_2 D_m$
000055 Friuli	125	0,63	1,40	0,10
000198 Montenegro	386	1,76	0,87	0,25
000290 Campano Lucano	558	3,98	2,35	0,94
006500 Duzce1	162	0,11	0,25	0,09
007142 Bingol	151	1,18	0,50	0,19

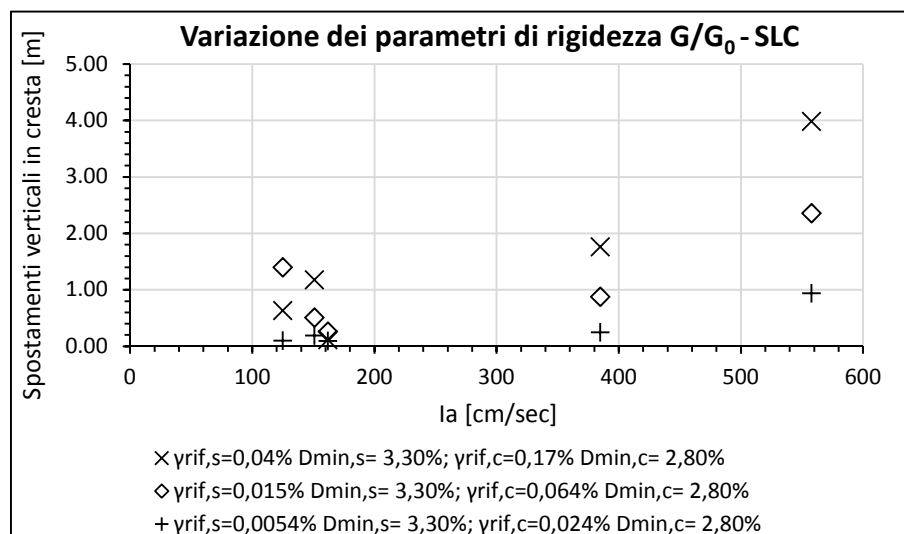


Grafico 10.31 – Amplificazione della risposta simica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.26 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di spostamenti verticali in cresta al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLC

Spostamenti verticali in cresta [m]				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000055 Friuli	125	1,77	1,40	0,63
000198 Montenegro	386	3,97	0,87	0,50
000290 Campano Lucano	558	2,84	2,35	2,72
006500 Duzce1	162	0,41	0,25	0,03
007142 Bingol	151	1,63	0,50	0,23

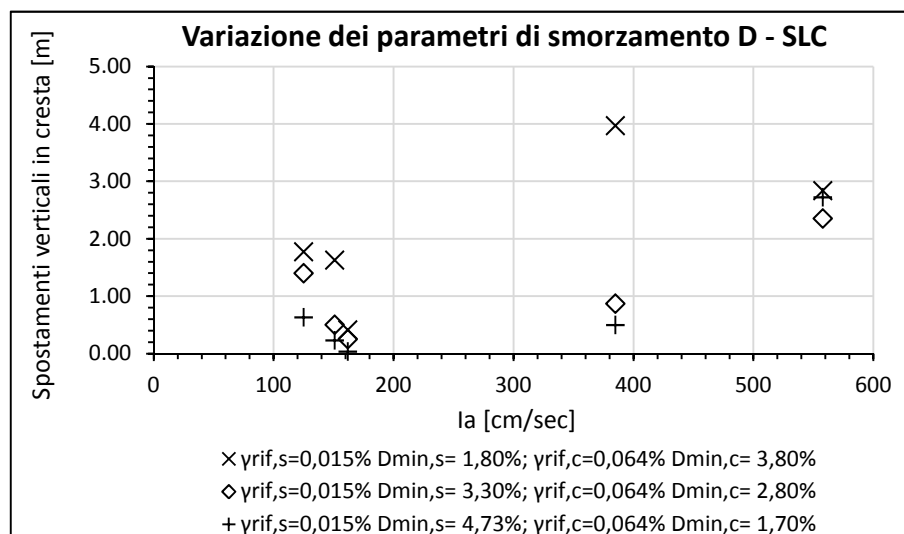


Grafico 10.32 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidità G/G_0

Tabella 10.27 – Valori della risposta sismica delle dighe in termini di spostamenti verticali in cresta al variare delle curve di G/G_0 , per i cinque eventi sismici agli SLD

Spostamenti verticali in cresta [m]				
Shell		$\gamma_{rif,s} = 0,04\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,015\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$	$\gamma_{rif,s} = 0,0054\%$ $D_{min,s} = 3,30\%$
Core		$\gamma_{rif,c} = 0,17\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,064\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$	$\gamma_{rif,c} = 0,024\%$ $D_{min,c} = 2,80\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	MG_1D_m	MG_mD_m	MG_2D_m
000652 Umbria Marche	11	0,0049	0,00003	0,006
000822 Umbria marche (after.)	9	0,0014	0,004	0,008
000982 Friuli (aftershock)	3	0,0039	0,008	0,007
005038 Oelfus	8	0,0023	0,005	0,008
005090 Mt. Hengill Area	13	0,0669	0,017	0,014

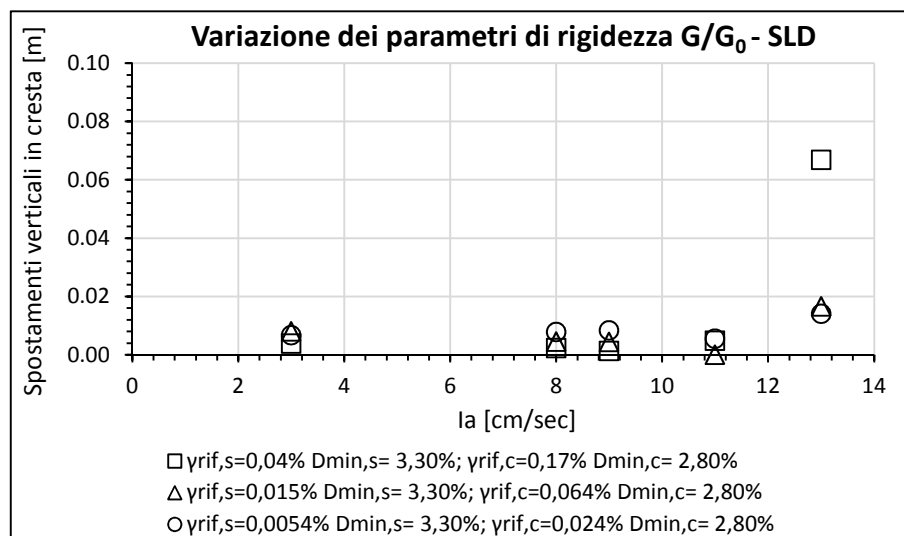


Grafico 10.33 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

Tabella 10.28 – Valori della risposta simica delle dighe in termini di spostamenti verticali in cresta al variare delle curve di D , per i cinque eventi sismici agli SLD

Spostamenti verticali in cresta [m]				
Shell		$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=1,80\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=3,30\%$	$\gamma_{rif,s}=0,015\%$ $D_{min,s}=4,75\%$
Core		$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=3,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=2,80\%$	$\gamma_{rif,c}=0,064\%$ $D_{min,c}=1,70\%$
Evento SLC	I_{ax} [cm/s]	$MG_m D_1$	$MG_m D_m$	$MG_m D_2$
000652 Umbria Marche	11	0,015	0,00003	0.003
000822 Umbria marche (after.)	9	0.014	0,004	0.01
000982 Friuli (aftershock)	3	0.017	0,008	0.01
005038 Oelfus	8	0.005	0,005	0.002
005090 Mt. Hengill Area	13	0.071	0,017	0.01

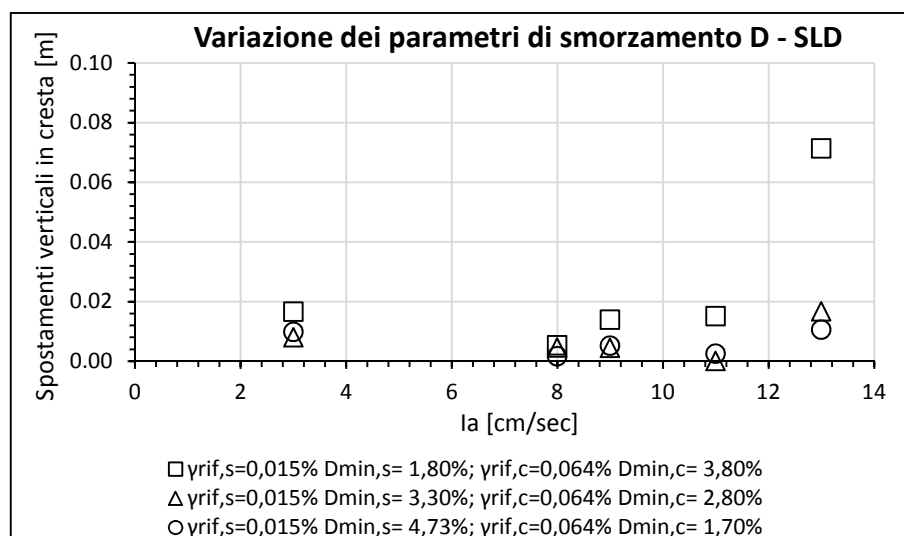


Grafico 10.34 – Amplificazione della risposta simica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

I grafici 10.35 e 10.36 mostrano le amplificazioni della risposta sismica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta, in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD in un unico grafico, prima al variare della legge di variazione della rigidezza G/G_0 e successivamente al variare della funzione di smorzamento D .

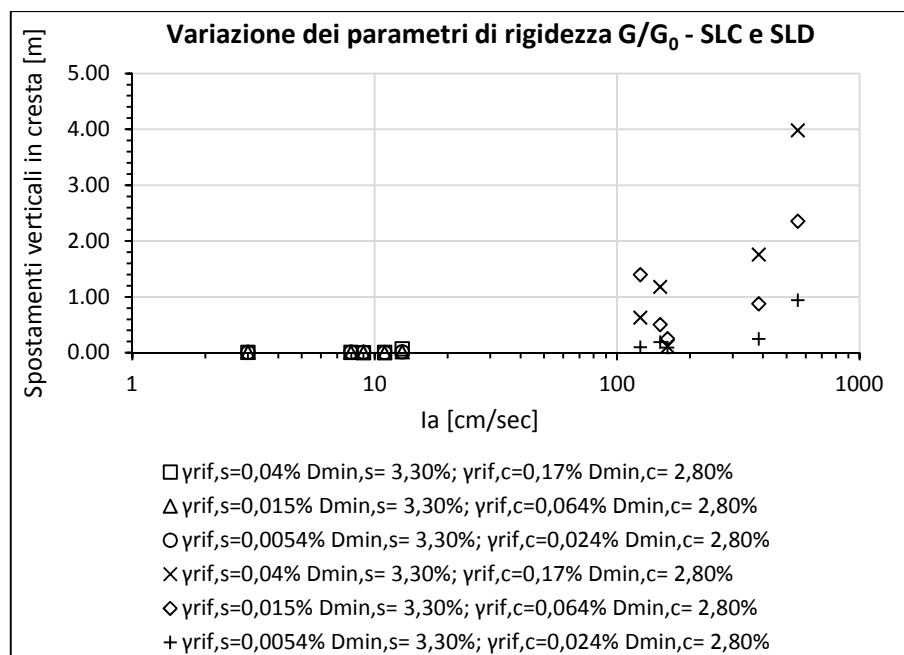


Grafico 10.35 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di rigidezza G/G_0 , mantenendo inalterata la legge di variazione dello smorzamento D

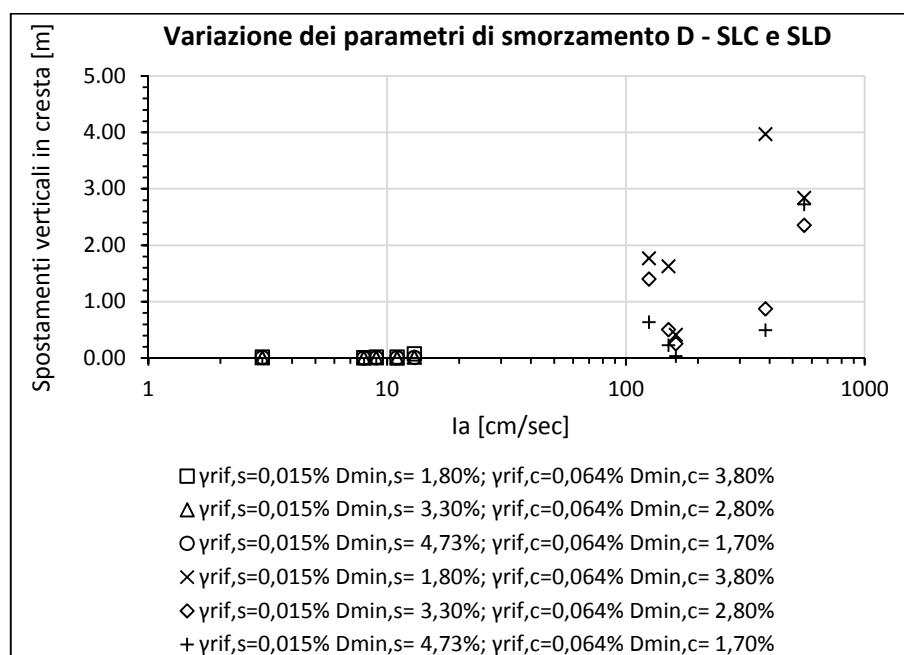


Grafico 10.36 – Amplificazione della risposta sismica della diga in termini di spostamenti verticali in cresta in funzione dell'intensità di Arias per lo SLC e lo SLD, al variare della funzione di smorzamento D , mantenendo inalterata la legge di variazione della rigidezza G/G_0

Nel caso in cui si voglia rappresentare la risposta sismica della diga attraverso gli spostamenti verticali valutati in cresta in funzione dell'intensità di Arsia, appare evidente, come ci si aspettava, un aumento delle traslazioni verticali all'aumentare dell'intensità. Osservando i grafici 10.31, 10.32, 10.33 e 10.34 si può notare come gli spostamenti verticali valutati per gli eventi allo SLD risultano del tutto trascurabili, aspetto questo maggiormente visibile nei grafici 10.35 e 10.36, in cui la scarsa influenza degli spostamenti ricavati per questi eventi risulta evidenziata in quanto messa a diretto confronto con i valori degli spostamenti valutati per casi relativi agli eventi caratterizzanti gli SLC.

Anche in questo caso entrambi i parametri dinamici sembrano influenzare in maniera apprezzabile la risposta sismica della diga, ma ancora una volta risulta maggiormente rilevante l'influenza del parametro di smorzamento. Osservando il grafico 10.32 relativo agli eventi riguardanti gli SLC, il massimo divario tra gli spostamenti verticali in cresta, determinati al variare della legge di variazione dello smorzamento D , risulta pari a $3,47m$, con valori che vanno da un minimo di $0,50m$, ad un massimo di $3,97m$, riferito all'evento 000198 Montenegro.

Osservando adesso il grafico 10.34 relativo agli eventi riguardanti gli SLD, il massimo divario apprezzabile, tra gli spostamenti verticali in cresta, valutati sempre al variare della legge di variazione dello smorzamento D , risulta pari a $0,012m$ con valori che vanno da un minimo di $0,003m$, ad un massimo di $0,015m$, riferito all'evento 000652 Umbria Marche, confermando sia l'influenza dello smorzamento sulla risposta, sia la scarsa influenza degli spostamenti verticali in cresta ricavati per gli SLD, nettamente inferiori rispetto quelli ottenuti per eventi riguardanti gli SLC.

In conclusione per le casistiche analizzate, pur rilevando che entrambi i parametri analizzati tendono ad influenzare la risposta sismica della diga in terra, il parametro che sembra influenzarla maggiormente risulta essere il rapporto di smorzamento D , anche se valutando la risposta in termini di rapporto di accelerazioni di picco orizzontali, considerando gli eventi sismici allo SLC, il parametro più influente appare essere il modulo di taglio normalizzato G/G_0 .

Un altro aspetto interessante riguarda il come le amplificazioni in termini di accelerazioni orizzontali di picco in cresta risultano maggiori nei casi agli SLD, cioè per eventi sismici meno intensi, tendenza questa, che si osserva anche valutando le amplificazioni in termini di rapporti spettrali. Questo risultato risulta in accordo con quanto osservato da Idriss (1990), relativamente alle accelerazioni di picco nel caso di terreni soffici, tali accelerazioni ricavate per eventi caratterizzati da bassi o medio bassi valori di accelerazione ($\cong 0,4g$), risultavano maggiori rispetto quelle valutate per terreni più consistenti.

10.6 Effetti dovuti alla geometria della diga

In questo paragrafo sono mostrati i risultati delle analisi di risposta sismica per una diga in terra di altezza pari a 60m, valutandone gli effetti dovuti alla geometria. Sono stati analizzati e confrontati, i risultati ottenuti nel caso di diga zonata con core verticale (DCV), e in quello con core inclinato (DCI).

Per i ragionamenti riguardanti la definizione delle geometrie, si rimanda ai §§ 2.5 e 9.3, qui ci si limita a ricordare che in entrambe le configurazioni il volume del materiale costituente il nucleo centrale è rimasto lo stesso, è stata mantenuta la stessa larghezza del coronamento e la stessa pendenza dei paramenti sia di monte che di valle, variando le sole inclinazioni delle superfici di interfaccia tra lo shell e il core.

Anche il modello dinamico è stato mantenuto inalterato, tali analisi sono state eseguite assegnando ai materiali le caratteristiche medie di rigidità e di smorzamento, definite al § 7.4, tabella 7.3, sotto forma di curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e la legge di variazione dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ e di curve che identificano la legge di variazione del moduli di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m . Prima di procedere alle analisi dinamiche si è provveduto ad eseguire un'analisi statica così come spiegato al § 10.2 per entrambe le configurazioni.

Si è infine deciso di valutare la risposta sismica considerando i terremoti più forti, cioè i cinque riferiti allo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC), in termini di componenti orizzontali, eseguendo quindi un totale di 10 analisi. La tabella 10.29, mostra la combinazione tra i valori medi adottata per le analisi, così come definite al § 7.4, tabella 7.3, riscritta identificando le proprietà dinamiche dei materiali attraverso la γ_{rif} , cioè la deformazione a taglio di riferimento, come specificato al § 10.3.

Tabella 10.29 – Combinazione tra i valori medi delle curve di G/G_0 , D e G_0 utilizzata per le analisi nei casi DCV e DCI

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core	
$MG_m m$	G_{0sm}	$\gamma_{rif,s} = 0,015; D_{min,s} = 3,30\%$	G_{0cm}	$\gamma_{rif,c} = 0,064; D_{min,c} = 2,80\%$

Di seguito vengono mostrati gli andamenti dell'amplificazione valutata come rapporto tra l'accelerazione massima nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro della diga e quella alla base dell'opera (interfaccia tra diga e bedrock), $(a_{max,c}/a_{max,b})$, per entrambe le configurazioni geometriche.

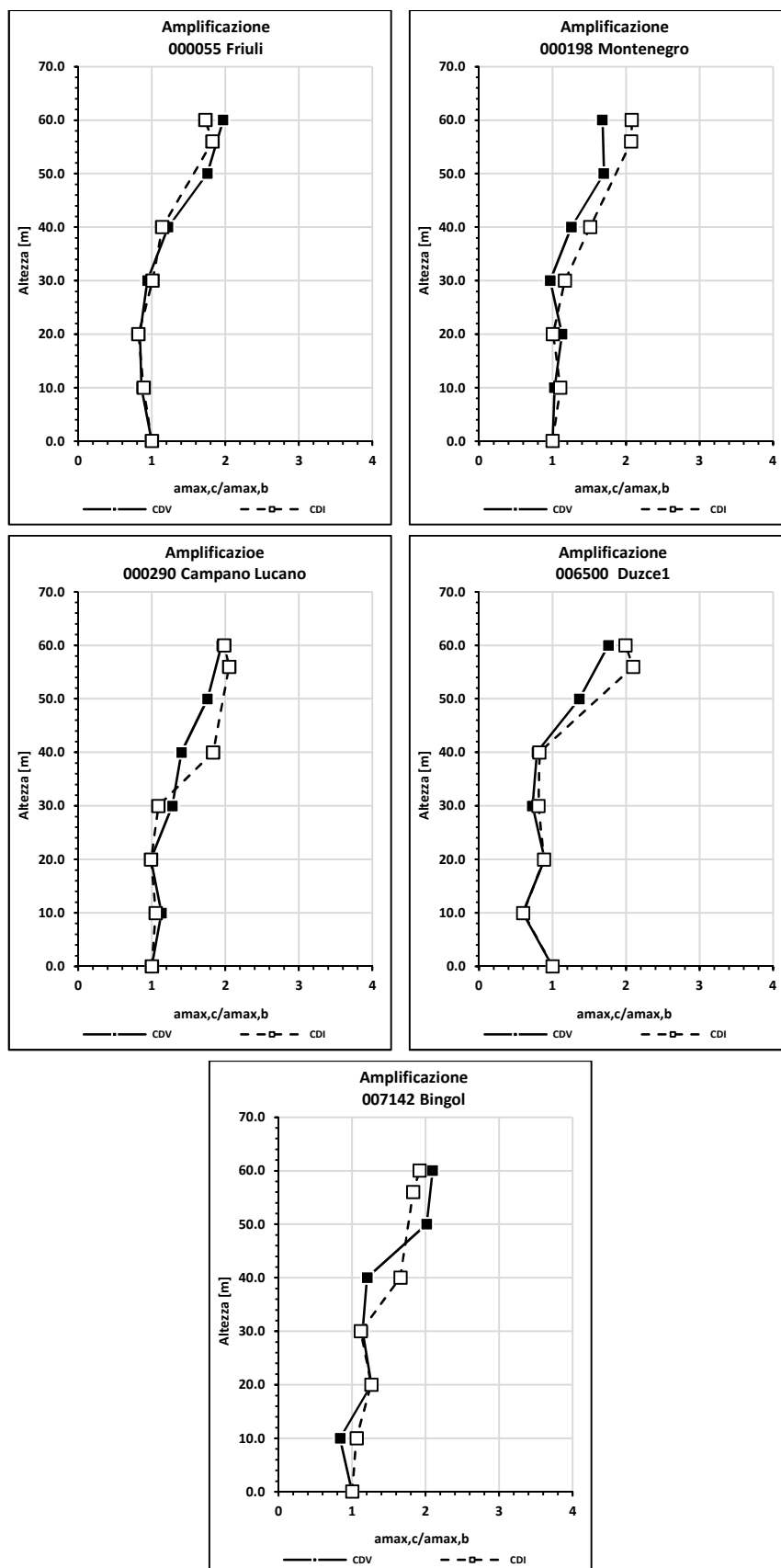


Grafico 10.37 – Amplificazioni della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto tra l'accelerazione massima nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro della diga e quella alla base dell'opera ($a_{max,c}/a_{max,b}$), per entrambe le configurazioni, DCV e DCI.

Si può osservare come in termini di accelerazioni di picco, i valori lungo l'asse verticale posto nel centro dell'opera di entrambe le configurazioni geomantiche seguano un andamento molto prossimo tra loro. Analizzando l'accelerazione registrata in cresta lo scarto massimo si ha per l'evento 000198 Montenegro, pari a 0,17g. In generale da queste analisi non sembra affermarsi una chiara tendenza, in due casi vi è una chiara prevalenza delle amplificazioni nel caso DCI, cioè 000198 Montenegro e 006500 Duzcel, in altri due si ha invece una prevalenza delle amplificazioni nel caso DCV, cioè 000055 Friuli e 007142 Bingol, nel caso 000290 Campano Lucano, la prevalenza delle amplificazioni per la casistica DCV risulta ampiamente trascurabile, essendo pari a 0,02g.

Di seguito vengono mostrati i risultati in termini di spostamenti verticali valutati nel corpo delle dighe confrontate per i cinque eventi sismici, e la storia temporale dei cedimenti verticali in cresta negli stessi casi.

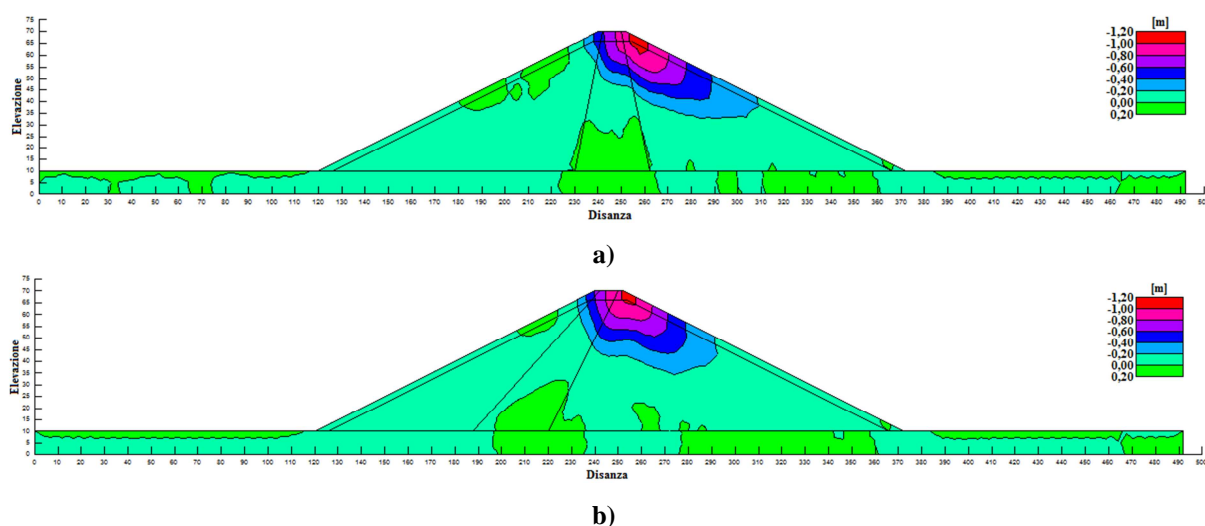


Figura 10.8 – Spostamenti verticali permanenti per l'evento sismico 000055 Friuli nel caso di core verticale a) e inclinato b)

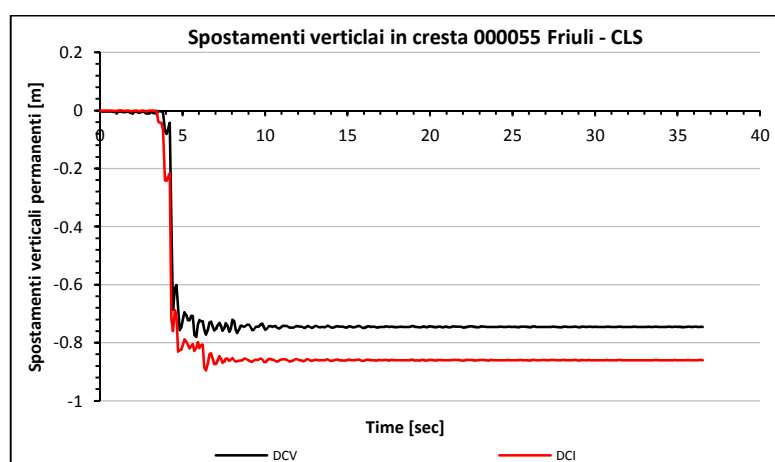


Grafico 10.38 – Storia temporale degli spostamenti in cresta per le dighe nei casi di core verticale DCV in nero e di core inclinato DCI in rosso, per l'evento sismico 000055 Friuli

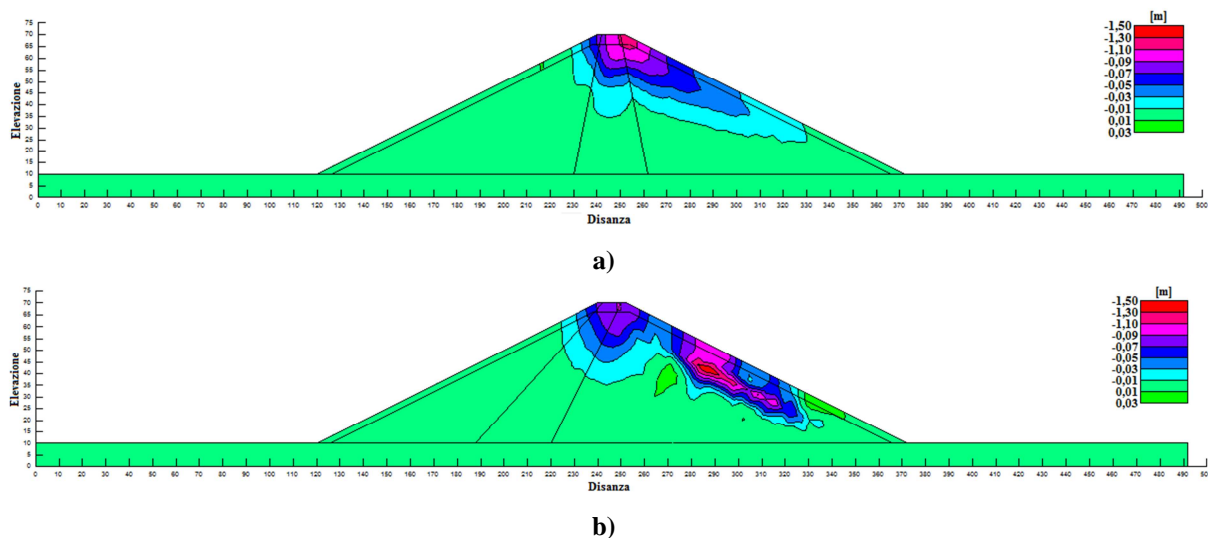


Figura 10.9 – Spostamenti verticali permanenti per l’evento sismico 000198 Montenegro nel caso di core verticale a) e inclinato b)

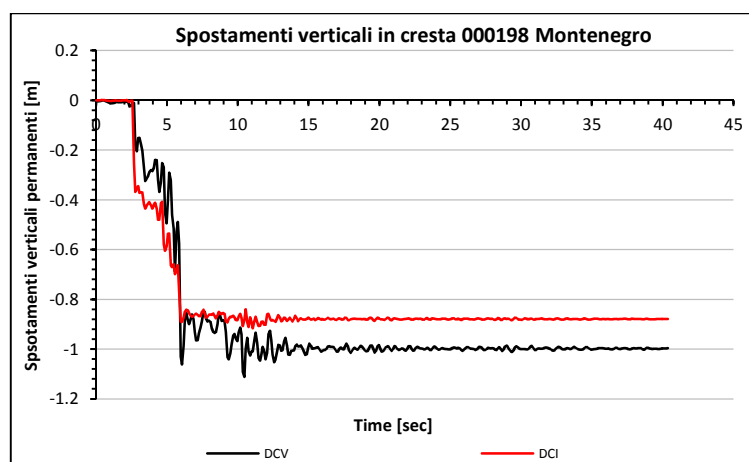


Grafico 10.39 – Storia temporale degli spostamenti in cresta per le dighe nei casi di core verticale DCV in nero e di core inclinato DCI in rosso, per l’evento sismico 000198 Montenegro

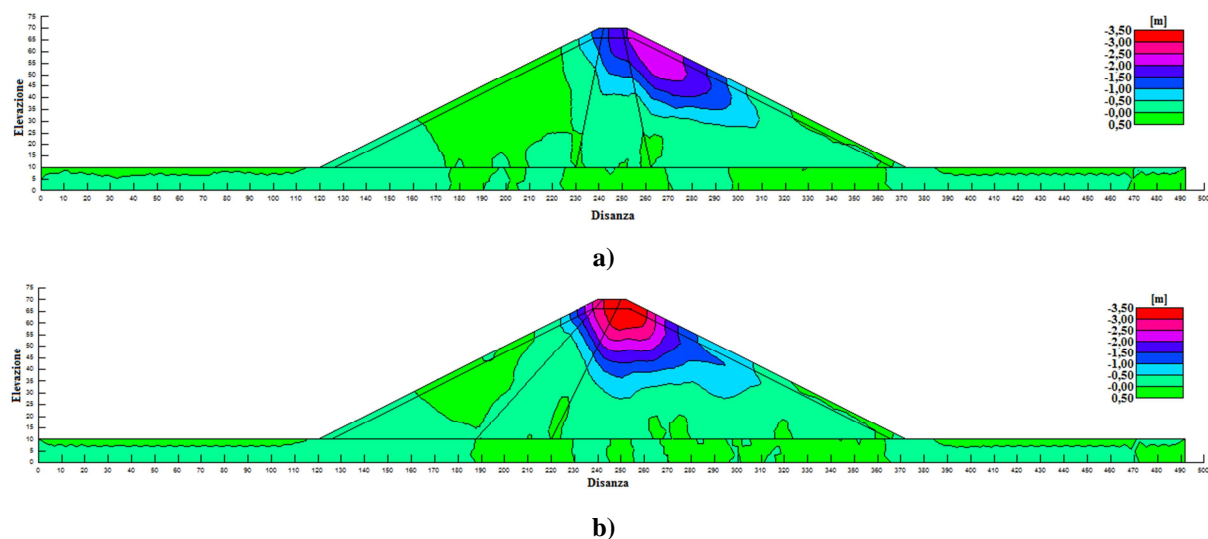


Figura 10.10 – Spostamenti verticali permanenti per l’evento sismico 000290 Campano Lucano nel caso di core verticale a) e inclinato b)

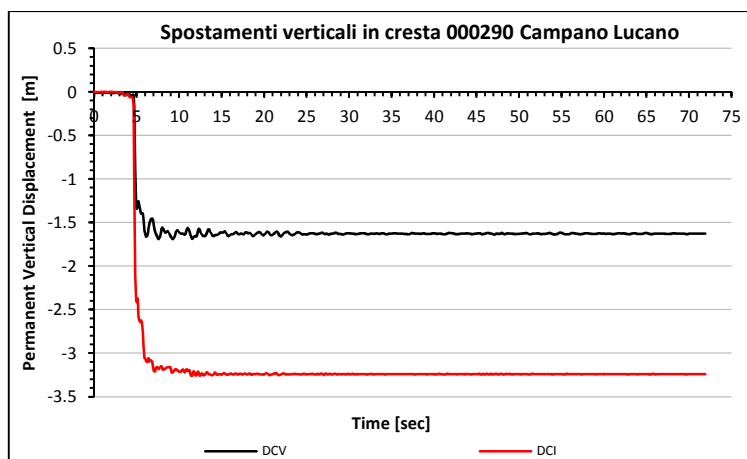


Grafico 10.40 – Storia temporale degli spostamenti in cresta per le dighe nei casi di core verticale DCV in nero e di core inclinato DCI in rosso, per l'evento sismico 000290 Campano Lucano

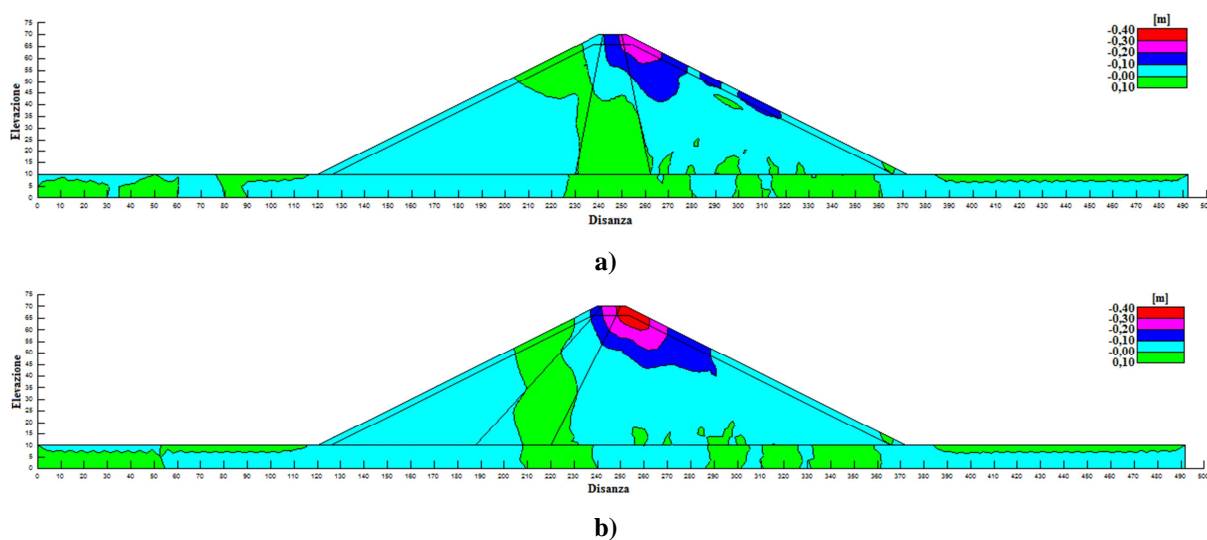


Figura 10.11 – Spostamenti verticali permanenti per l'evento sismico 006500 Duzce1 nel caso di core verticale a) e inclinato b)

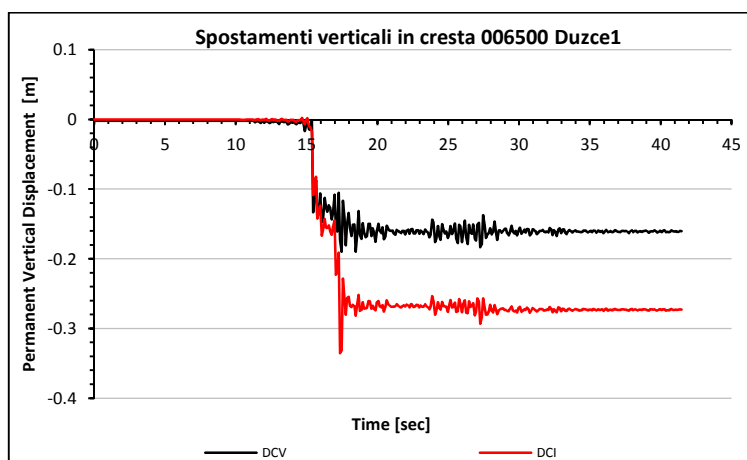


Grafico 10.41 – Storia temporale degli spostamenti in cresta per le dighe nei casi di core verticale DCV in nero e di core inclinato DCI in rosso, per l'evento sismico 006500 Duzce1

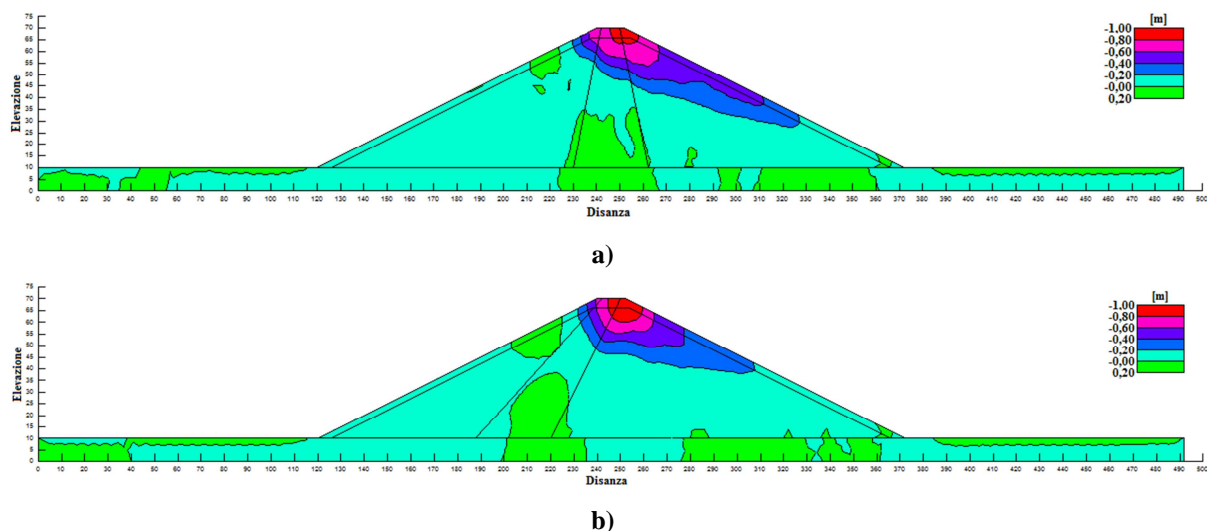


Figura 10.12 – Spostamenti verticali permanenti per l’evento sismico 007142 Bingol nel caso di core verticale a) e inclinato b)

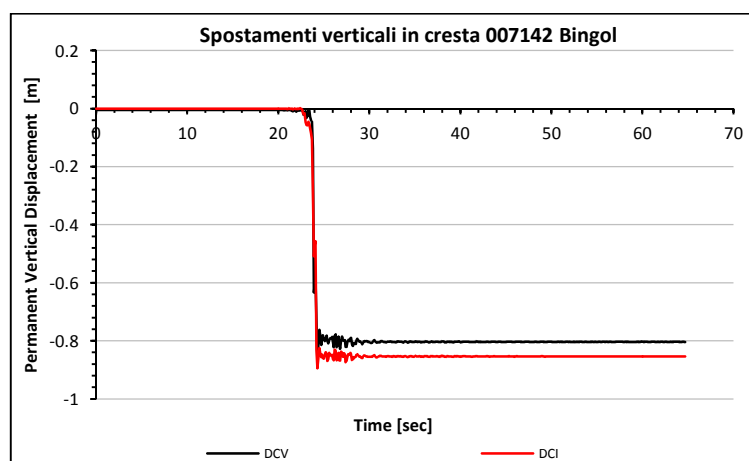


Grafico 10.42 – Storia temporale degli spostamenti in cresta per le dighe nei casi di core verticale DCV in nero e di core inclinato DCI in rosso, per l’evento sismico 007142 Bingol

Infine viene proposto il grafico 10.43 nel quale sono messi in relazione gli spostamenti verticali massimi permanenti in cresta e l’intensità di Arias relativa agli eventi sismici selezionati, i cui dati numerici sono mostrati in tabella 10.30.

Tabella 10.30 – Valori degli spostamenti verticali in cresta per le due tipologie geometriche, DCV e DCI, valutati per i cinque eventi sismici allo SLC

Evento	I_{ax} [cm/s]	Spostamenti verticali permanenti [m]	
		DCV	DCI
000055 Friuli	125	0,75	0,86
000198 Montenegro	386	1,00	0,88
000290 Campano Lucano	558	1,63	3,24
006500 Duzce1	162	0,16	0,27
007142 Bingol	151	0,80	0,85

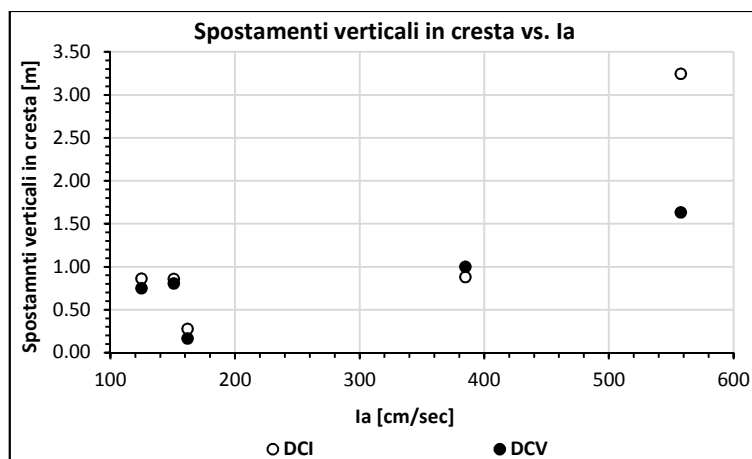


Grafico 10.43 – Spostamenti verticali permanenti in cresta per i cinque eventi sismici selezionati nei casi di dighe con core verticale DCV, in nero e inclinato DCI, in bianco

Le figure e i grafici mostrano come gli spostamenti verticali permanenti, risultano maggiori in quattro casi su cinque per le tipologie di dighe con core inclinato, infatti solo per l'evento 000198 Montenegro si ha una prevalenza degli spostamenti permanenti in cresta per la diga DCV.

Allo stesso modo si può notare come nel caso delle dighe DCI gli spostamenti massimi si concentrano alla cresta, mentre per le dighe DCV si estendono ad ampie zone dello shell di valle. Ancora una volta fa eccezione il caso 000198 Montenegro dove anche nella configurazione DCI si nota un'estensione dei massimi spostamenti allo shell di valle.

In seguito è stato valutato se la risposta sismica nella configurazione geometrica asimmetrica della diga DCI è influenzata dalla polarità dell'evento sismico applicato. A tal fine sono stati invertiti i picchi caratterizzanti gli accelerogrammi di input rendendo quelli positivi negativi e viceversa.

Mantenendo inalterati tutti gli altri parametri sono state eseguite nuovamente le dieci analisi come in precedenza e i risultati sono stati confrontati.

La Figura 10.13 mostra gli accelerogrammi per le componenti orizzontali originali, come mostrati al § 9.6 e quelli ricavati dall'inversione.

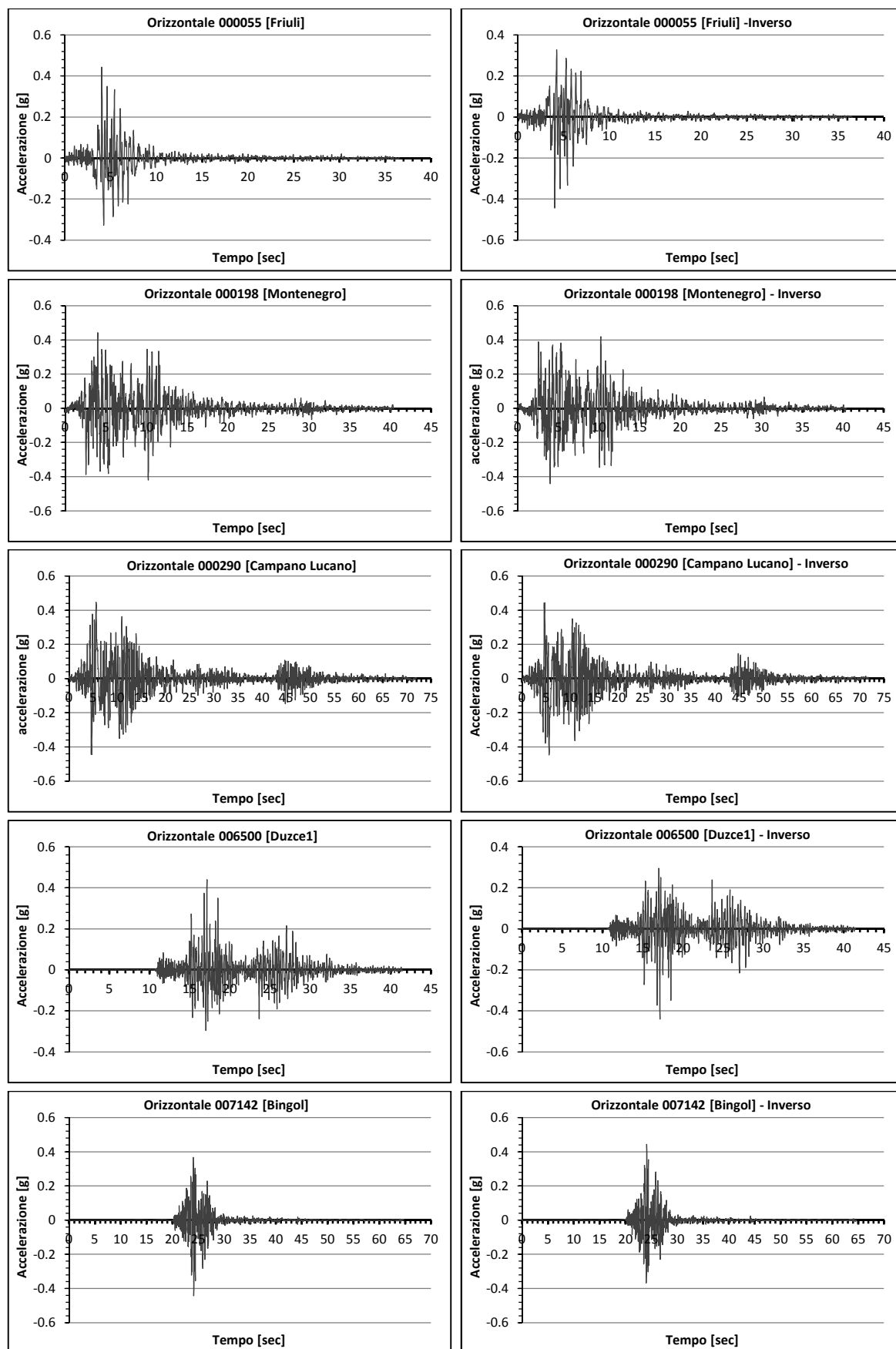


Figura 10.13 – Accelerogrammi orizzontali applicati originariamente, a sinistra e accelerogrammi ricavati dell'inversione della polarità, a destra

Sono state valutate nuovamente per entrambe le configurazioni, le amplificazioni come rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), i cui risultati sono mostrati nel grafico 10.44.

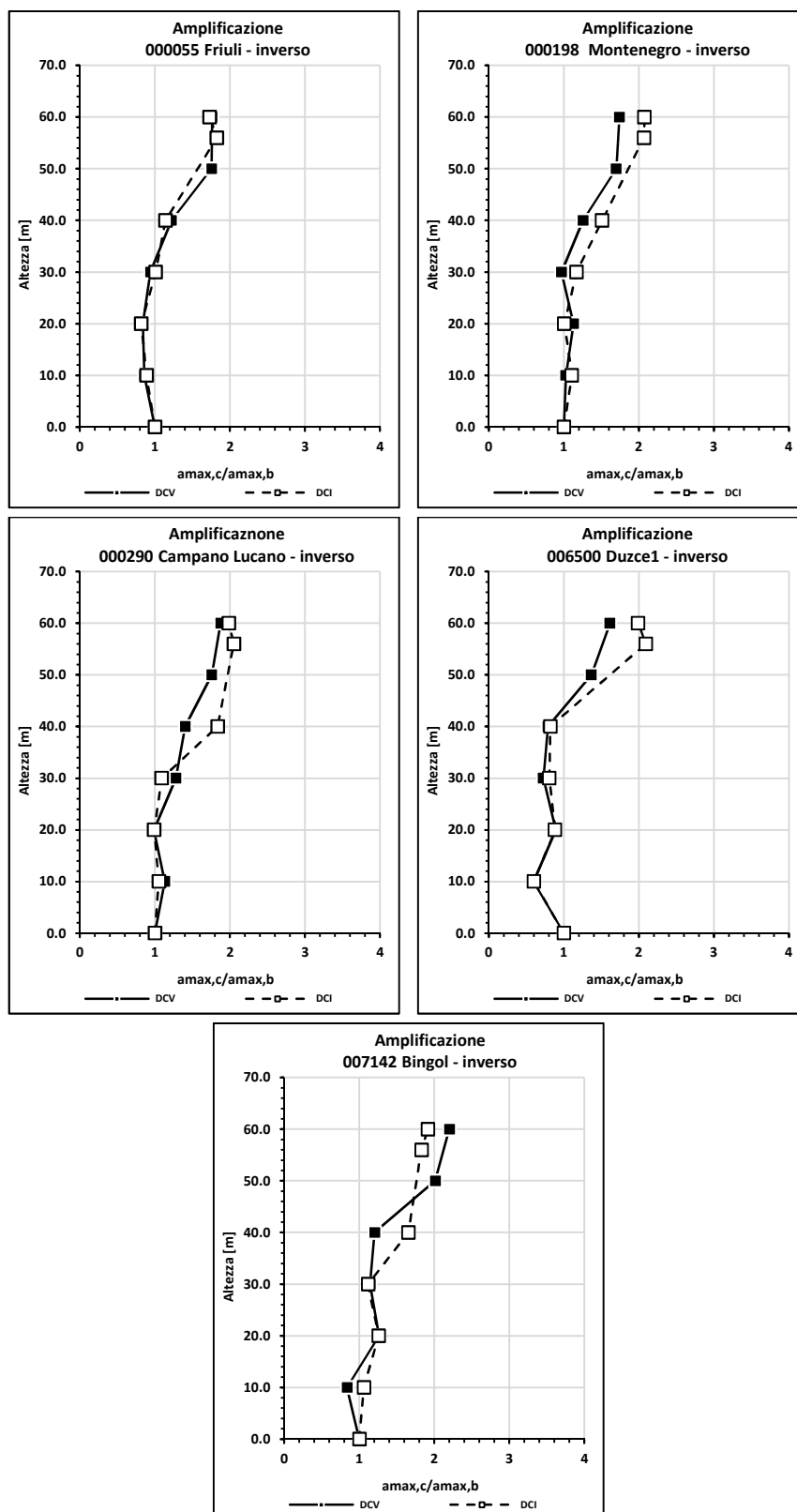


Grafico 10.44 – Amplificazioni della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto tra l'accelerazione massima nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro e quella alla base dell'opera ($a_{max,c}/a_{max,b}$), per entrambe le configurazioni, DCV e DCI, applicando l'input inverso

Anche in questo caso si può osservare come i valori relativi alle accelerazioni di picco lungo l'asse medio della diga tendano a seguire un andamento molto simile in entrambe le configurazioni. Il divario massimo tra le accelerazioni misurate in cresta risulta pari a 0,16g rilevato per l'evento 006500 Duzce1 con un aumento dell'amplificazione nel caso di DCI. Ancora una volta non si osserva una tendenza comune, in tre casi vi è una prevalenza delle amplificazioni nel caso DCI, oltre quella precedentemente citata si osserva tale comportamento nei casi 000198 Montenegro e 000290 Campano Lucano, nei restati due casi lo 007142 Bingol e nello 000055 Friuli, prevale l'amplificazione registrata per la configurazione DCV, in questo ultimo, i valori in cresta differiscono di soli 0,01g.

Come in precedenza sono stati valutati gli spostamenti verticali permanenti in cresta, per ogni evento sismico, per entrambe le configurazioni DCV e DCI. I risultati sono mostrati dal grafico 10.45 nel quale vengono messi in relazione gli spostamenti verticali massimi in cresta e l'intensità di Arias relativa agli eventi sismici selezionati, i cui dati numerici sono mostrati in tabella 10.31.

Tabella 10.31 – Valori degli spostamenti verticali in cresta per le due tipologie geometriche, DCV e DCI, valutati per i cinque eventi sismici allo SLC inversi

Evento	I_{ax} [cm/s]	Spostamenti verticali permanenti [m]	
		DCV	DCI
000055 Friuli	125	2,05	0,57
000198 Montenegro	386	0,60	0,92
000290 Campano Lucano	558	3,09	2,74
006500 Duzce1	162	0,21	0,29
007142 Bingol	151	0,29	0,56

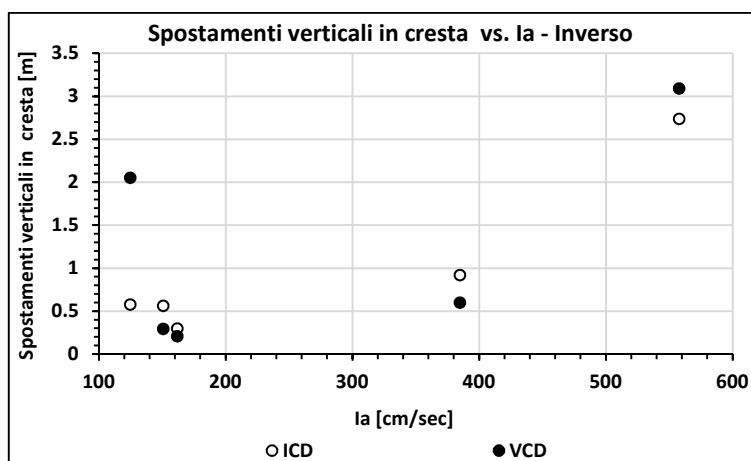


Grafico 10.45 – Spostamenti verticali permanenti in cresta per i cinque eventi sismici inversi selezionati nei casi di dighe con core verticale DCV, in nero e inclinato DCI, in bianco

I risultati ottenuti da queste nuove analisi mostrano un cambiamento piuttosto evidente nelle risposte in termini di spostamenti permanenti in cresta, nelle due configurazioni geometriche

analizzate. Si può affermare che la polarità dell'evento sismico può influenzare in modo significativo la risposta sismica di una diga in terra e questo avviene anche nel caso di geometria simmetrica DCV, va comunque osservato che pur essendo la geometria simmetrica, le condizioni di tensione che si vanno a generare nel corpo diga sono lontane da esserlo, in quanto cambiano le condizioni al contorno tra i paramenti di valle e di monte e questo aspetto può indicare perché la polarità dell'evento, influenza la risposta sismica dell'opera.

Il grafico 10.46 mostra il confronto tra i risultati ottenuti in termini di spostamenti verticali permanenti in cresta per tutte le configurazioni analizzate, in caso di input sismico originale e inverso.

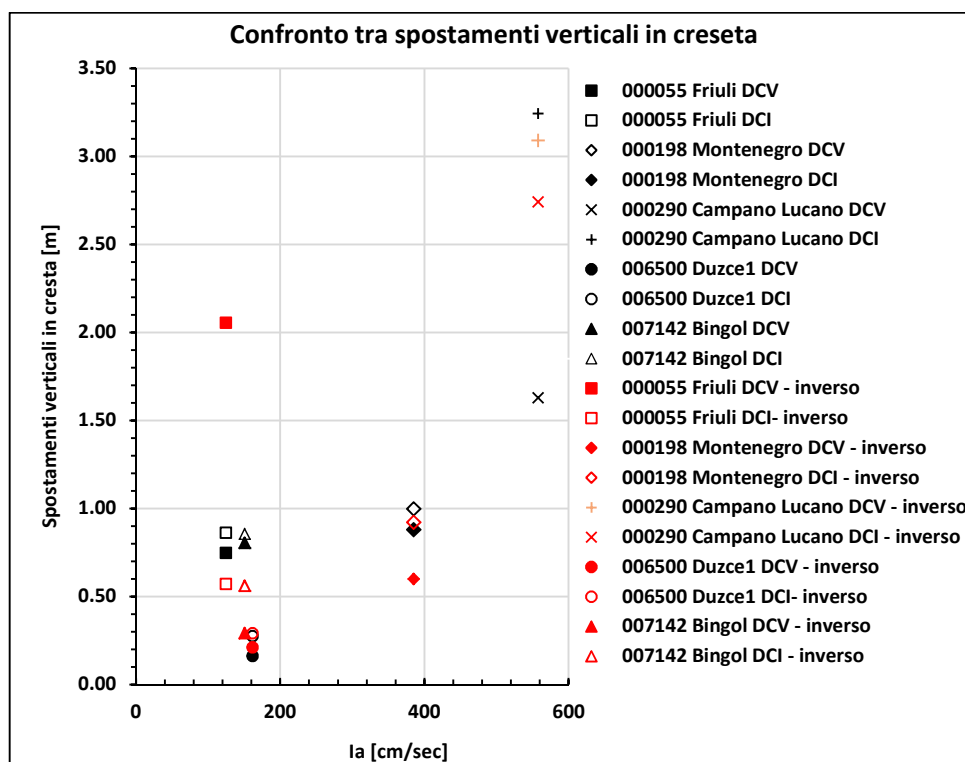


Grafico 10.46 – Spostamenti verticali permanenti in cresta per i cinque eventi sismici selezionati nei casi di dighe con core verticale DCV e inclinato DCI, nei casi di input sismico originale e invertito

In conclusione queste analisi mostrano che l'influenza sulla risposta sismica di una diga con un core inclinato è minima, e non va ad alterare in modo significativo quella ottenuta analizzando la configurazione con un core verticale. In termini di spostamenti in cresta solo nel caso di terremoti molto forti come il 000290 Campano Lucano, caratterizzato da un elevato valore dell'intensità di Arias (558 cm/s), si hanno forti disparità tra i risultati, dove lo spostamento massimo permanente valutato in cresta per la configurazione DCI raggiunge valori quasi doppi rispetto quelli ricavati per una tipologia DCV. La ripetizione delle analisi invertendo la polarità del moto sismico in ingresso mostrano una dipendenza tra la risposta e la polarità dell'input.

10.7 Effetti dovuti alla combinazione delle componenti dell'input sismico

Le analisi trattate in questo paragrafo sono state eseguite per valutare gli effetti sulla risposta sismica di una diga dell'azione combinata delle componenti orizzontali e verticali dell'input sismico. In tutte le analisi precedentemente svolte il moto in ingresso era stato caratterizzato dalla sola componente orizzontale, seguendo la pratica più comunemente utilizzata. Per valutare questi effetti sono stati scelti i cinque casi rappresentanti gli eventi sismici più forti, riconducibili a quelli selezionati per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso.

Le analisi sono state eseguite sui modelli geometrici di diga alta 60m e 30m, in entrambe le configurazioni con core verticale, come mostrato al § 9.3, operando prima un'analisi statica come visto al § 10.2, e successivamente quella dinamica.

Le analisi dinamiche sono state eseguite assegnando ai materiali le caratteristiche medie di rigidità e di smorzamento, definite al § 7.4, tabella 7.3, sotto forma di curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e la legge di variazione dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ e di curve che identificano la legge di variazione dei moduli di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m .

La combinazione adottata è quella utilizzata per le analisi discusse nel § 10.6, visibile nella tabella 10.29, contenuta nello stesso paragrafo, nella quale è mostrata la combinazione tra i valori medi adottata per le analisi, così come definite al § 7.4, tabella 7.3, riscritta identificando le proprietà dinamiche dei materiali attraverso la γ_{rif} , cioè la deformazione a taglio di riferimento, come specificato al § 10.3.

Complessivamente sono state eseguite 20 analisi, mettendo a confronto i risultati ottenuti nei diversi casi di input considerato.

Di seguito vengono mostrati gli andamenti dell'amplificazione valutata come rapporto tra l'accelerazione massima nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro e quella alla base dell'opera (interfaccia tra diga e bedrock), $(a_{max,c}/a_{max,b})$, considerando la sola componente orizzontale H dell'input e la combinazione delle componenti orizzontale e verticale $H + V$.

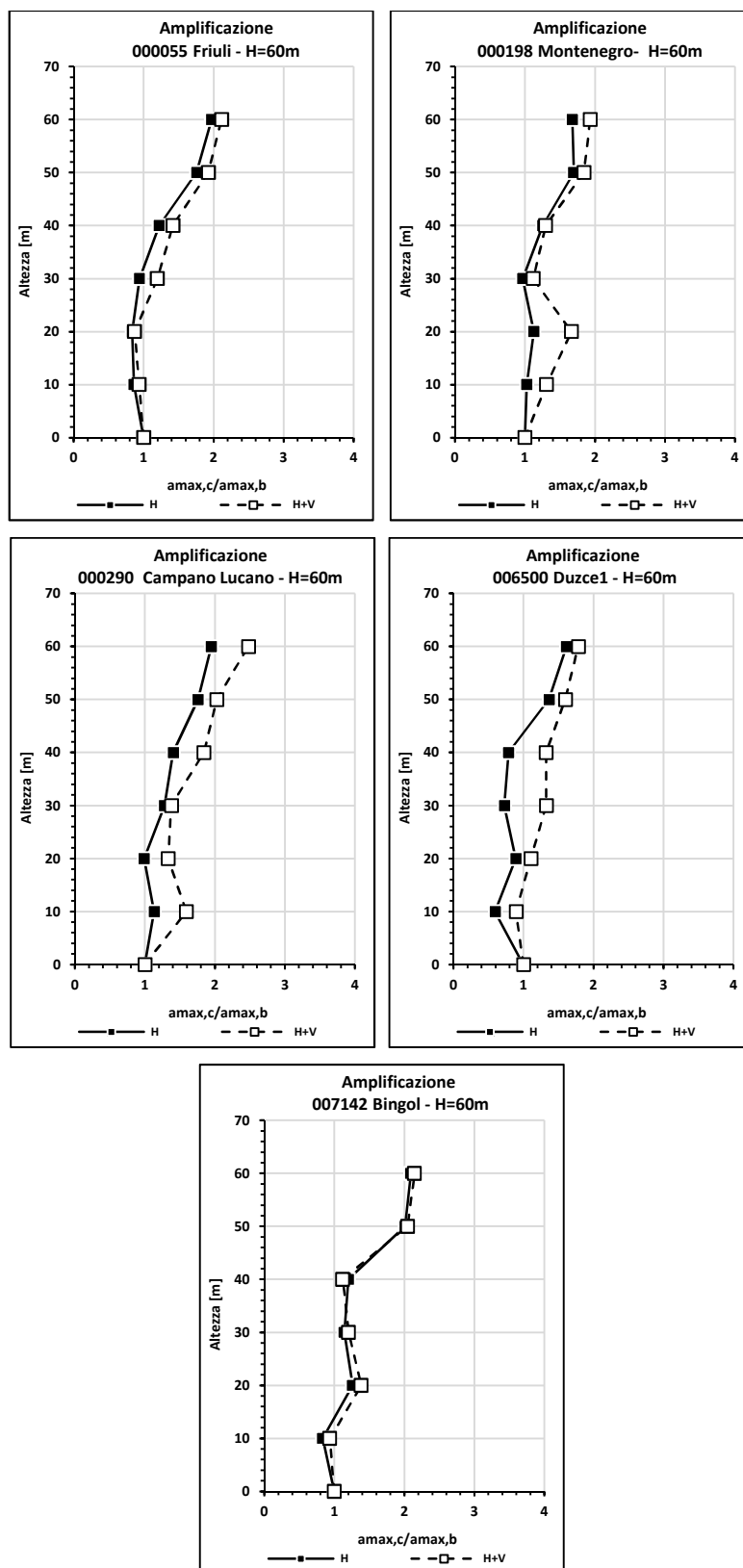


Grafico 10.47 – Amplificazioni della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto tra l’accelerazione massima nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro e quella alla base dell’opera ($a_{max,c}/a_{max,b}$), per entrambe le configurazioni, H e H + V, nel caso di diga alta 60m.

I valori dei rapporti di amplificazione ottenuti in cresta sono stati tabellati in funzione dell'intensità di Arias, valutata applicando l'equazione (8.6) come descritto al §10.3, in modo da mettere in relazione tali parametri con le diverse intensità degli eventi sismici selezionati. La tabella 10.32 mostra per il caso della diga di altezza pari a 60m, i risultati ottenuti in termini di rapporto di accelerazioni orizzontali di picco in cresta, considerando sia solo la componente orizzontale del moto sismico sia la combinazione di quella orizzontale e verticale, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias. Questi valori sono mostrati graficamente attraverso il successivo grafico 10.48.

Tabella 10.32 - Valori del rapporto (PGA_c/PGA_b), considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 60m.

Evento sismico	H	$H + V$	I_{ax} [cm/s]
	PGA_c/PGA_b	PGA_c/PGA_b	
000055 Friuli	1,97	2,11	125
000198 Montenegro	1,68	1,93	386
000290 Campano Lucano	1,95	2,48	558
006500 Duzcel	1,61	1,78	162
007142 Bingol	2,09	2,14	151

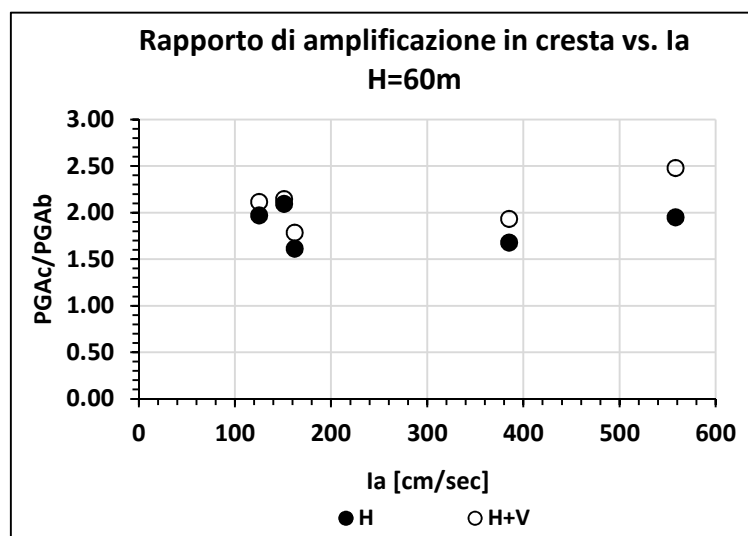


Grafico 10.48 - Rapporto (PGA_c/PGA_b), considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, in funzione dei relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 60m

Le analisi sono state ripetute per la diga alta 30m i cui risultati sono mostrati nel seguito. Il grafico 10.49 mostra gli andamenti del rapporto di accelerazioni di picco orizzontali ($a_{max,c}/a_{max,b}$), nei vari punti in elevazione della verticale passante per il centro dell'opera, considerando la sola componente orizzontale H dell'input e la combinazione delle componenti orizzontale e verticale $H + V$.

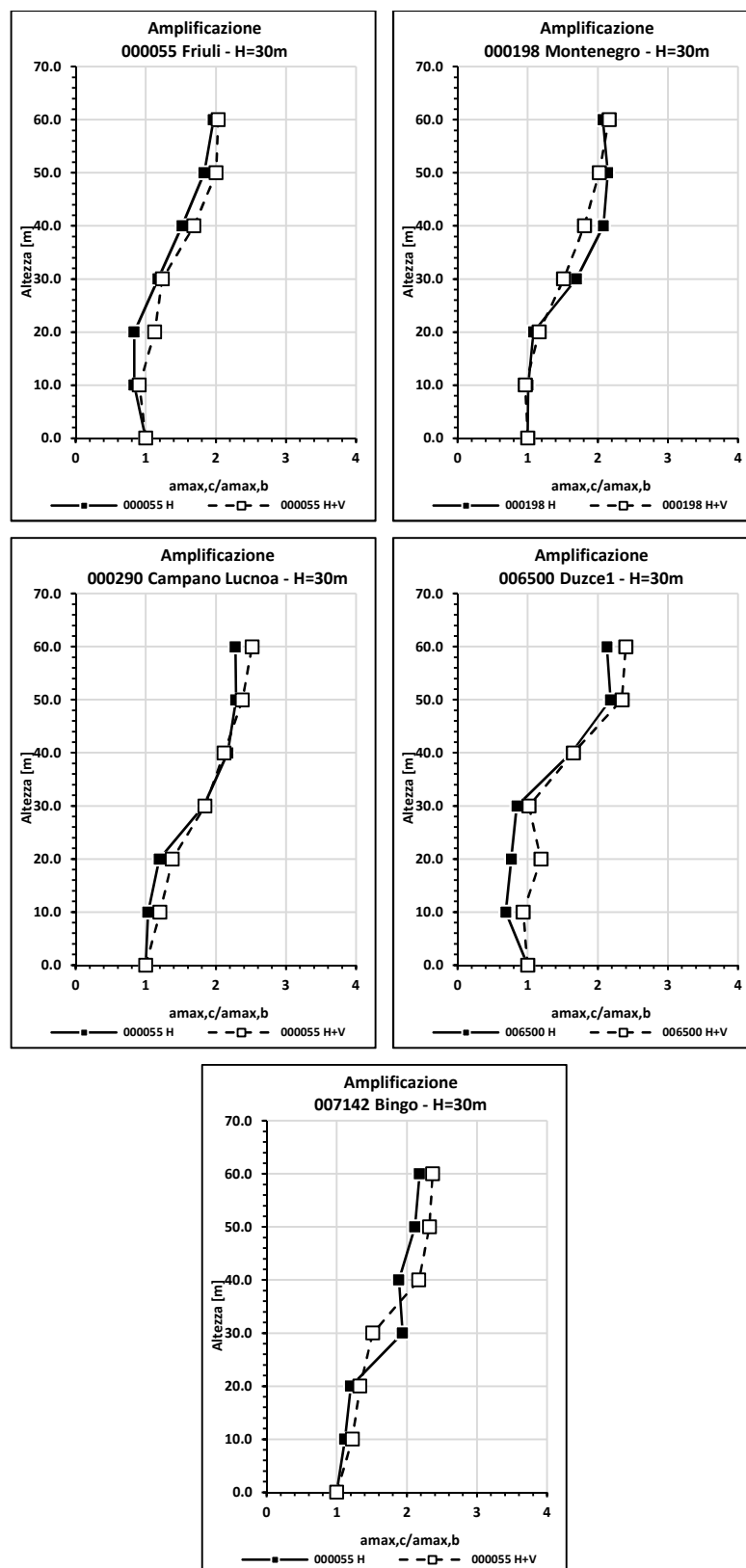


Grafico 10.49 – Amplificazioni della risposta sismica delle dighe in termini di rapporto tra l’accelerazione massima nei vari punti in elevazione, della verticale passante per il centro e quella alla base dell’opera ($a_{max,c}/a_{max,b}$), per entrambe le configurazioni, H e $H + V$, nel caso di diga alta 30m.

Come in precedenza i valori dei rapporti di accelerazione di picco orizzontale ottenuti in cresta sono stati tabellati in funzione dell'intensità di Arias, in modo da mettere in relazione tali parametri con le diverse intensità degli eventi sismici selezionati. La tabella 10.33 mostra per il caso della diga di altezza pari a 30m, i risultati ottenuti in termini di rapporto di accelerazione di picco orizzontale in cresta, considerando sia la sola componente orizzontale del moto sismico sia la combinazione di quella orizzontale e verticale, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias, questi valori sono rappresentati graficamente attraverso il successivo grafico 10.50.

Tabella 10.33 - Valori del rapporto (PGA_c/PGA_b), considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 30m

Evento sismico	H	$H + V$	I_{ax} [cm/s]
	PGA_c/PGA_b	PGA_c/PGA_b	
000055 Friuli	1,97	2,03	125
000198 Montenegro	2,07	2,16	386
000290 Campano Lucano	2,28	2,52	558
006500 Duzcel	2,13	2,40	162
007142 Bingol	2,18	2,37	151

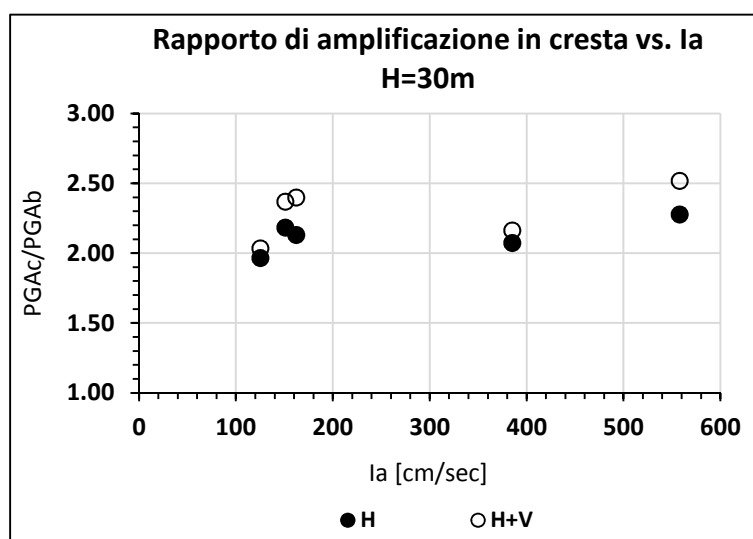


Grafico 10.50 - Rapporto (PGA_c/PGA_b), considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, in funzione dei relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 30m

I risultati ottenuti in termini di rapporto di accelerazioni di picco orizzontali permettono di osservare che l'incremento del valore dell'accelerazione di picco in cresta, considerando la combinazione delle componenti orizzontale e verticale rispetto al considerare la sola componente orizzontale non è significativo. Analizzando i grafici 10,48 e 10,50, sia nel caso di diga alta 60m che in quello di 30m il massimo incremento si verifica per l'evento sismico più intenso, cioè lo 000290 Montenegro, rimanendo comunque modesto.

È apprezzabile inoltre come l'aumento dell'amplificazione si riduce nel caso di diga alta 30m. Analizzando gli andamenti dei rapporti di accelerazione di picco orizzontale lungo la verticale passante per l'asse medio della diga, si osserva come le due linee rappresentati gli andamenti dei rapporti siano sempre molto prossime tra loro, e come la differenza diminuisce per il caso di diga alta 30m.

Di seguito sono mostrati i risultati della risposta sismica valutati in termini di spostamenti verticali permanenti in cresta, messi in relazione all'intensità di Arias sempre riferita ai cinque eventi sismici considerati per entrambe le dighe analizzate. Per visionare i grafici che riportano gli andamenti temporali degli spostamenti in cresta si rimanda all'Appendice 9.3, allegata al termine di questo capitolo.

Le tabella 10.34 e 10.35 mostrano i valori degli spostamenti verticali permanenti in cresta ricavati considerando la sola componente orizzontale H e la combinazione delle due componenti orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi sismici considerati nelle configurazioni di diga alta 60m e 30m, e i relativi valori dell'intensità di Arias. Questi valori sono rappresentati graficamente attraverso i successivi grafici 10.51 e 10.52.

Tabella 10.34 – Spostamenti verticali permanenti in cresta considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 60m

Evento sismico	H	$H + V$	I_{ax} [cm/s]
	Spост. verticali	Spост. verticali	
000055 Friuli	0,74	0,65	125
000198 Montenegro	0,99	1,30	385
000290 Campano Lucano	1,62	2,30	558
006500 Duzcel	0,16	0,13	162
007142 Bingol	0,80	0,85	151

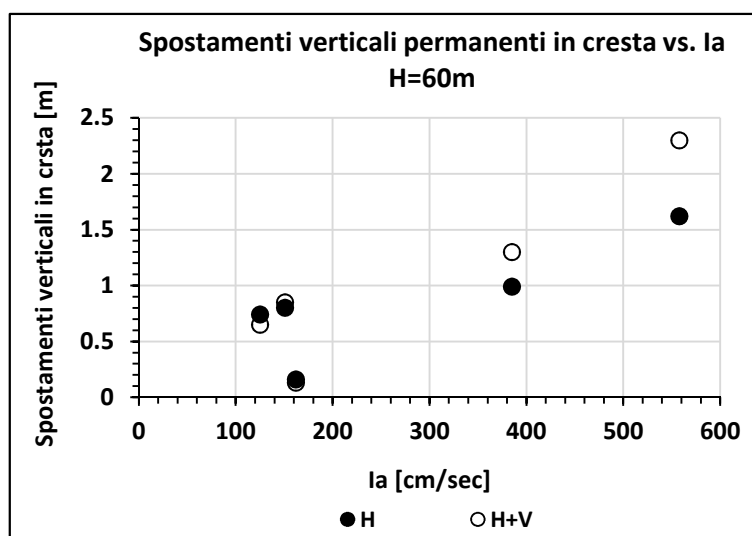


Grafico 10.51 – Spostamenti verticali permanenti in cresta, considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, in funzione dei relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 60m

Tabella 10.35 - Spostamenti verticali permanenti in cresta considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, e i relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 30m

Evento sismico	H	$H + V$	I_{ax} [cm/s]
	Spost. verticali	Spost. verticali	
000055 Friuli	0,28	0,32	125
000198 Montenegro	0,33	0,42	385
000290 Campano Lucano	0,84	0,97	558
006500 Duzce1	0,10	0,10	162
007142 Bingol	0,32	0,36	151

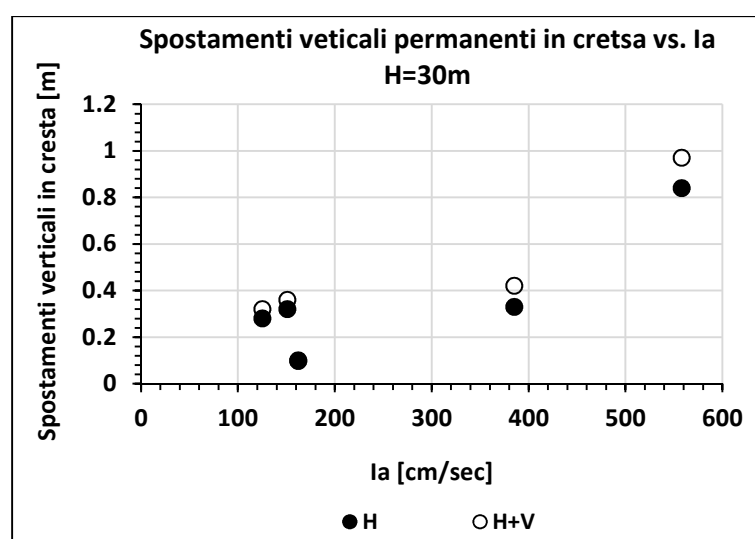


Grafico 10.52 – Spostamenti verticali permanenti in cresta, considerando solo la componente orizzontale H del moto sismico e la combinazione di quella orizzontale e verticale $H + V$, per i cinque eventi riferiti allo SLC, in funzione dei relativi valori dell'intensità di Arias, nel caso di diga alta 30m

Dal confronto degli spostamenti verticali permanenti in cresta, attraverso i grafici 10.51 e 10.52 si può osservare la scarsa influenza sulla risposta sismica nel considerare la combinazione delle componenti orizzontale e verticale rispetto al solo considerare quella orizzontale. Il massimo divario si raggiunge nel caso di diga alta 60m, con precisione lo 000290 Campano Lucano, che risulta essere il terremoto più forte tra i cinque esaminati, caratterizzato dal massimo valore dell'intensità di Arias pari a 558 cm/s. Considerando la combinazione delle due componenti del moto, si raggiunge uno spostamento verticale permanente in cresta pari a 2,30m, che produce un incremento di 0,68m, rispetto al valore di 1,62m valutato per la sola componente orizzontale. Questi incrementi risultano minori nel caso di diga alta 30m e sembrano influenzare sempre meno la risposta con il diminuire dell'intensità del sisma, giustificando il poter trascurare l'effetto della componente verticale.

Si può concludere che considerando il contributo della componente verticale del moto in ingresso, si hanno generalmente delle amplificazioni della risposta sismica, ma queste risultano nella grande parte dei casi modeste. La pratica di trascurare queste componenti nelle analisi di risposta sismica per le dighe in terra appare quindi giustificata, va però fatto notare che nel caso di eventi sismici caratterizzati da elevati livelli di eccitazione, quale il caso 000290 Campano Lucano, tali effetti tendono ad amplificarsi, si può pensare quindi di tenere conto anche di queste componenti nel caso di analisi riguardanti terremoti molto forti applicando modelli più sofisticati.

Appendice 9.1

In questa Appendice vengono presentate le elaborazioni dei risultati ottenuti valutando gli effetti dovuti al rapporto di impedenza sulla risposta sismica di una diga zonata alta 60m. Con riferimento a quanto esposto al § 10.4 qui di seguito sono mostrati i risultati in termini di rapporti di amplificazione valutati per i diversi scenari sismici allo SLC e allo SLD, confrontando i risultati ottenuti nelle diverse combinazioni adottate.

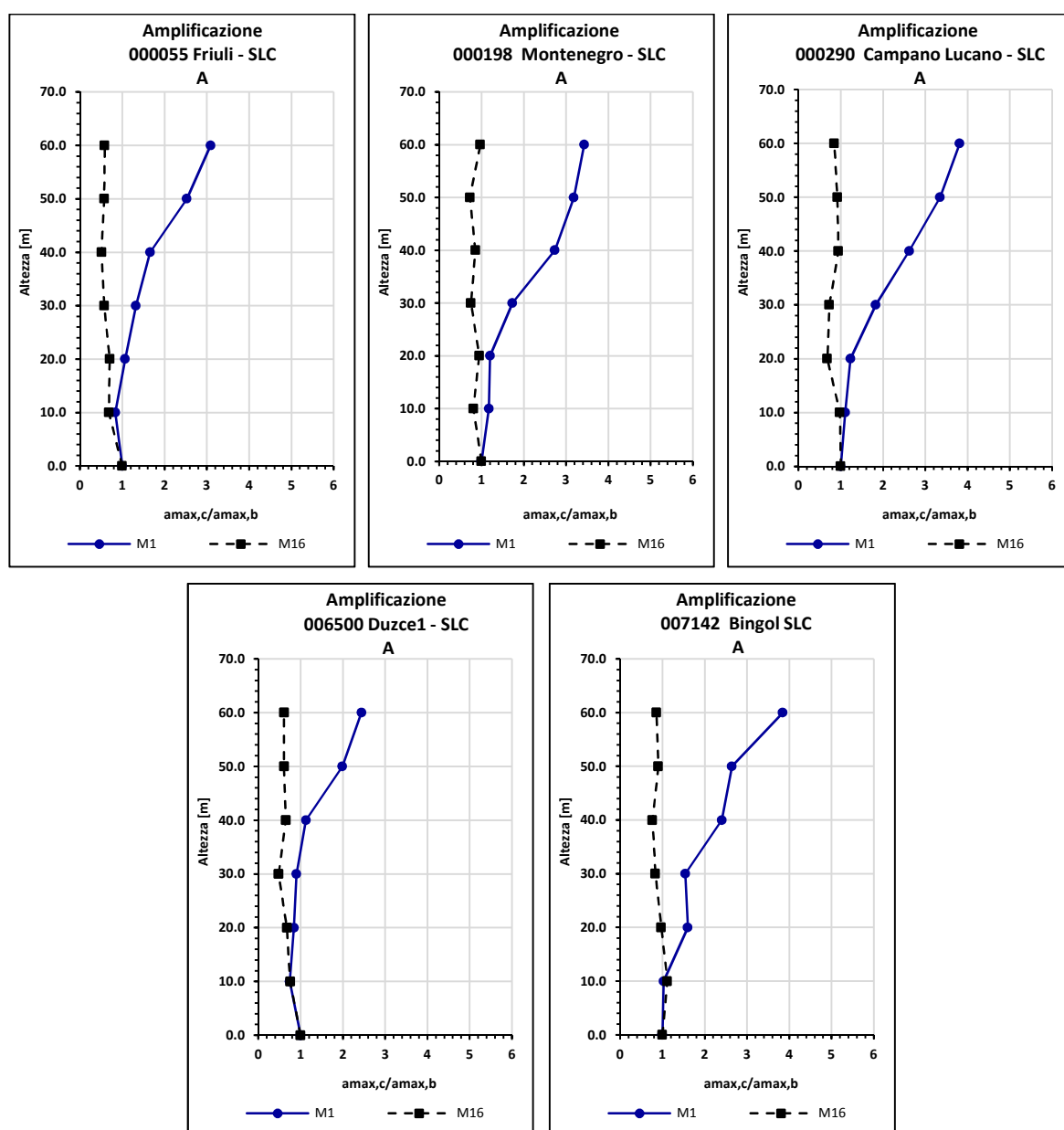


Grafico 10.53 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga per le due combinazioni estreme selezionate, per i cinque eventi sismici relativi allo SLC

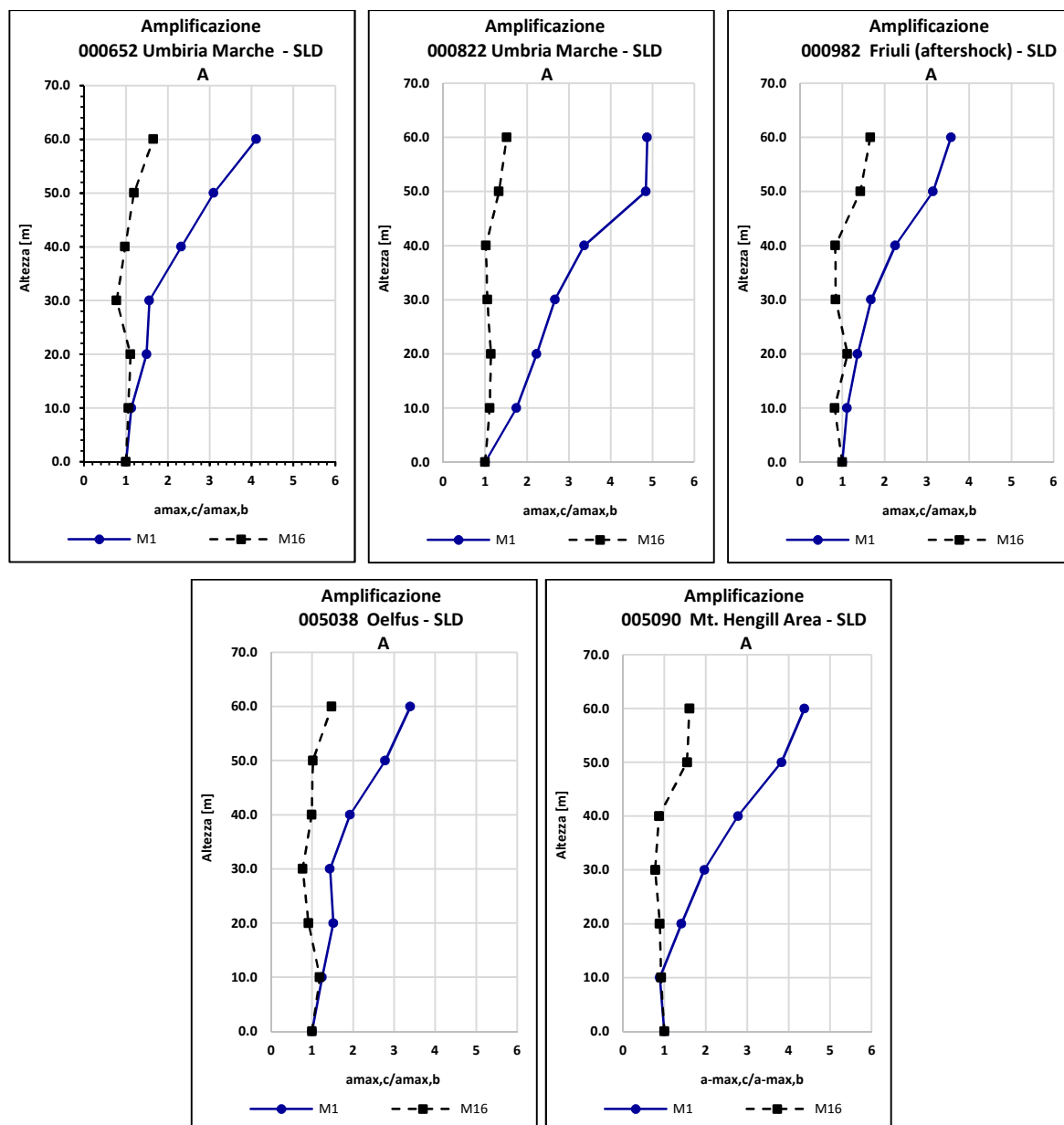


Grafico 10.54 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga per le due combinazioni estreme selezionate, per i cinque eventi sismici relativi allo SLD

Esaminando i due casi estremi dei sedici selezionati (le due casistiche in termini di combinazioni tra i materiali sono riportate in tabella 10.7, visibile in modo completo al § 10.4 al quale si rimanda), in cui la diga passa da essere costituita dai materiali rigidi, caratterizzati da un basso smorzamento (caso M1), a materiali più soffici con una capacità smorzante più alta (caso M16), si può notare come nei casi in cui il materiale risulta rigido, con basso smorzamento, si hanno amplificazioni anche molto forti, in accordo con quanto osservato al precedente § 10.4. Utilizzando materiali più soffici, caratterizzati da capacità smorzanti più elevate si generano in molti casi piccole deamplificazioni. Le amplificazioni maggiori avvengono nei casi in cui l'input è stato selezionato rispetto allo SLD, in cui raggiunge valori quasi 5 volte quelli di ingresso, mentre considerando gli eventi sismici riferiti allo SLC l'incremento massimo risulta circa di 4 volte quello alla base.

I grafici che seguono mostrano l'andamento dell'amplificazione, valutata sempre in termini di rapporto di accelerazioni di picco orizzontali, lungo l'asse centrale della diga, suddividendo i vari casi analizzati in modo da valutare l'influenza sulla risposta dei materiali dello shell e del core. Per fare ciò sono state considerate otto quaterne di combinazioni, mantenendo invariate le caratteristiche dei materiali dello shell e variando quelle del core, e viceversa. I gruppi di analisi messi a confronto sono esposti nelle tabelle mostrate in seguito, riprese dalla tabella 10.7 che nel § 10.4 mostra tutte le sedici combinazioni analizzate.

Tabella 10.36 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli dello shell, confrontate nei Grafici A-1 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₁	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,52
M ₂	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,52
M ₃	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,91
M ₄	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,91

Tabella 10.37 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli dello shell, confrontate nei Grafici A-2 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₅	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,52
M ₆	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,52
M ₇	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,91
M ₈	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,91

Tabella 10.38 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli dello shell, confrontate nei Grafici A-3 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₉	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	8,66
M ₁₀	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	8,66
M ₁₁	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	9,37
M ₁₂	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	9,37

Tabella 10.39 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli dello shell, confrontate nei Grafici A-4 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₁₃	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	8,66
M ₁₄	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	8,66
M ₁₅	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	9,37
M ₁₆	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	9,37

Tabella 10.40 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli del core, confrontate nei Grafici A-5 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₁	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,52
M ₅	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,52
M ₉	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	8,66
M ₁₃	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	8,66

Tabella 10.41 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli del core, confrontate nei Grafici A-6 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₂	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,52
M ₆	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,52
M ₁₀	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	8,66
M ₁₄	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c1}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	8,66

Tabella 10.42 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli del core, confrontate nei Grafici A-7 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₃	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,91
M ₇	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	6,91
M ₁₁	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	9,37
M ₁₅	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c1(rif)} = 6,10 %	9,37

Tabella 10.43 – Diverse casistiche analizzate in funzione delle caratteristiche dei materiali selezionati mantenendo inalterati quelli del core, confrontate nei Grafici A-8 e rispettivi rapporti di impedenza

Analisi	Caratteristiche Materiali Shell		Caratteristiche Materiali Core		I
M ₄	G _{0s1}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,91
M ₈	G _{0s1}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	6,91
M ₁₂	G _{0s2}	D _{s1(rif)} = 5,60 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	9,37
M ₁₆	G _{0s2}	D _{s2(rif)} = 11,54 %	G _{0c2}	D _{c2(rif)} = 9,72 %	9,37

Osservando i grafici proposti nel seguito si nota come ci si aspettava, che la maggiore influenza sulla risposta è da attribuire ai materiali costituenti lo shell, del resto, data la geometria della diga e la quantità di materiale utilizzato nelle due diverse aree, quello costituente lo shell è visibilmente predominante rispetto quello del core, il cui compito è quello di impedire la filtrazione dell'acqua di invaso, e non di garantire la stabilità dell'opera, funzione questa affidata ai rinfranchi esterni.

Dagli stessi grafici si può osservare come all'aumentare della rigidità dei materiali aumenti l'amplificazione e che generalmente gli eventi sismici definiti per lo SLD producono amplificazioni maggiori rapportate a quelle prodotte dagli eventi selezionati per lo SLC.

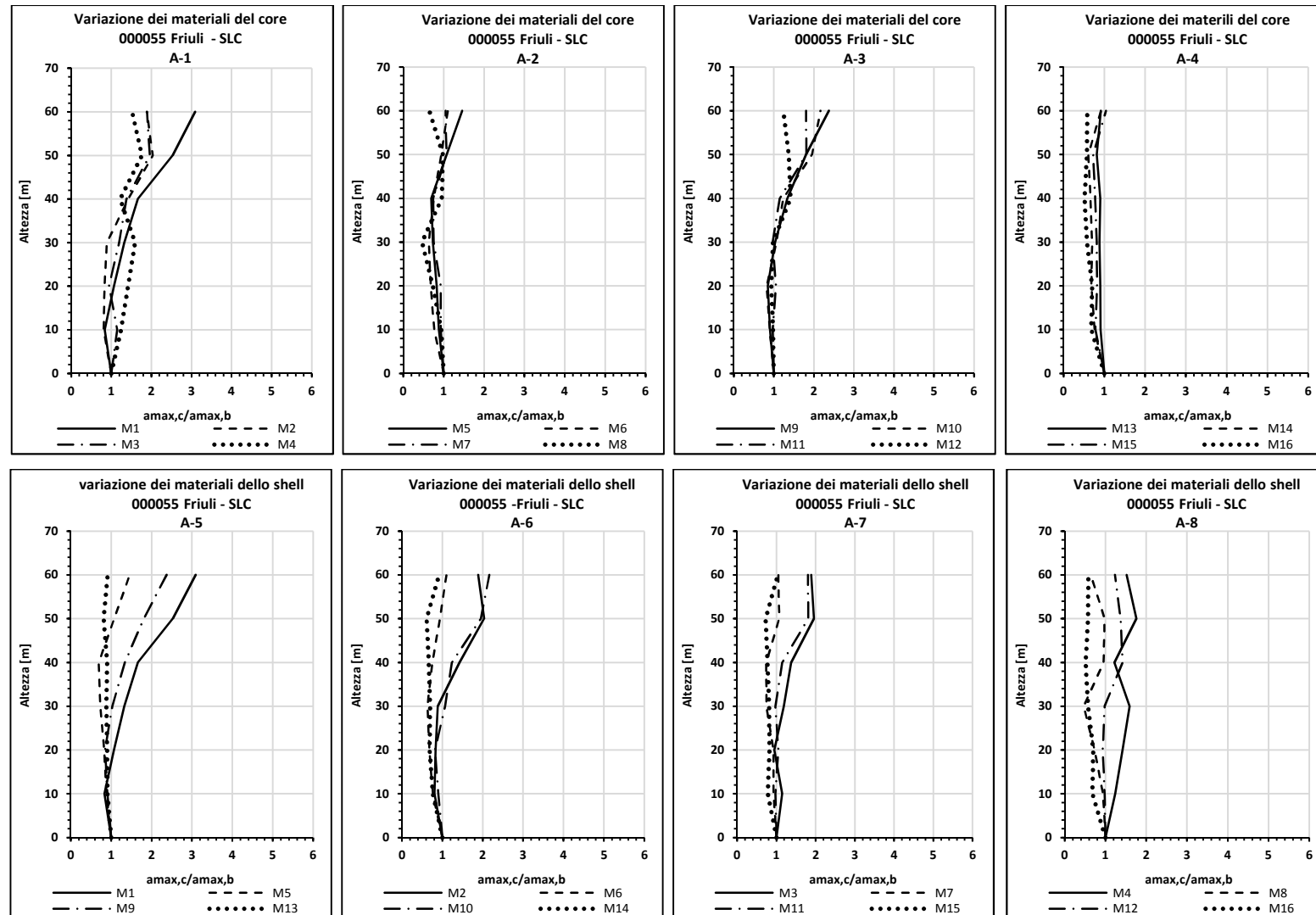


Grafico 10.55 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 000055 Friuli

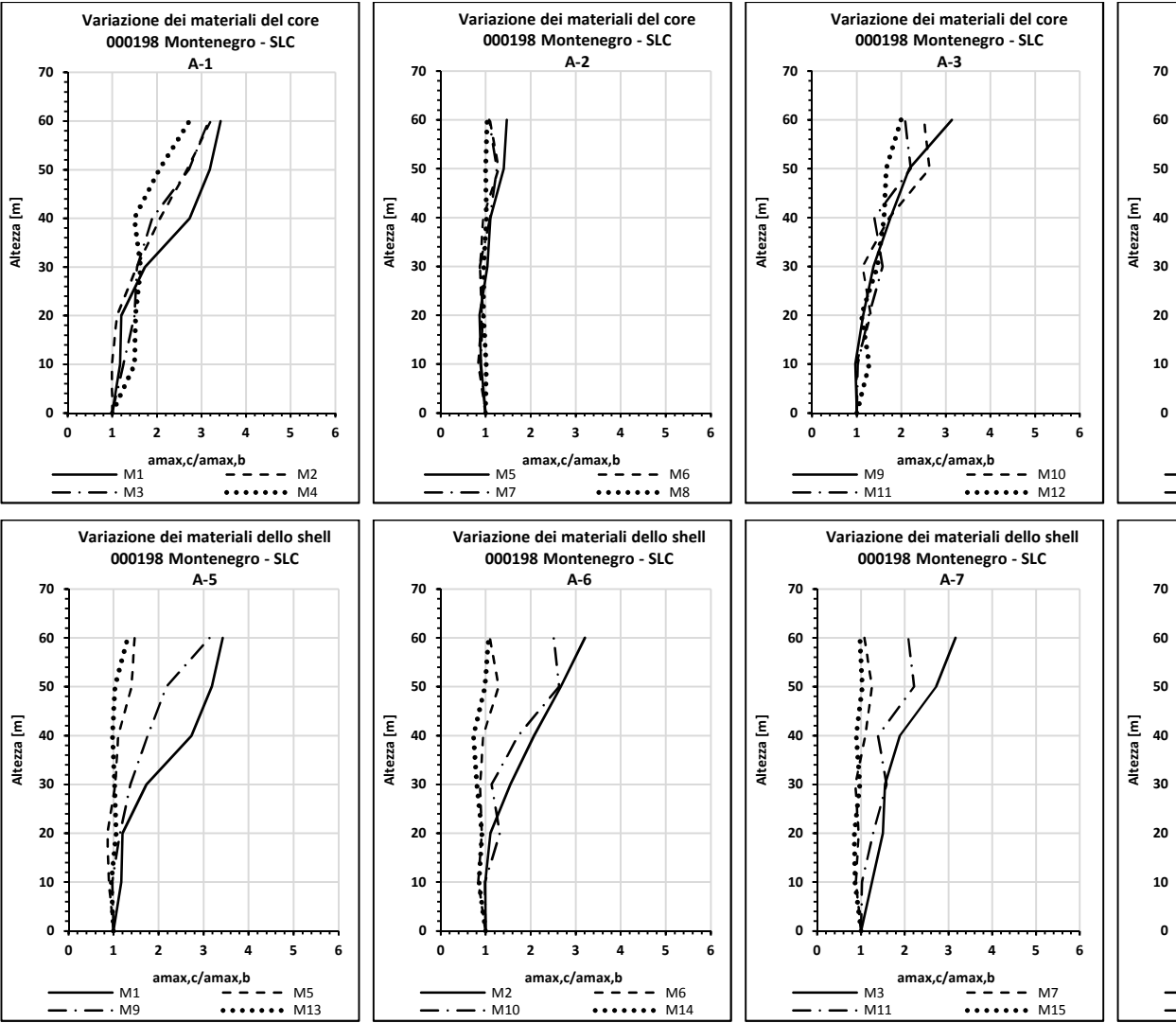


Grafico 10.56 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell

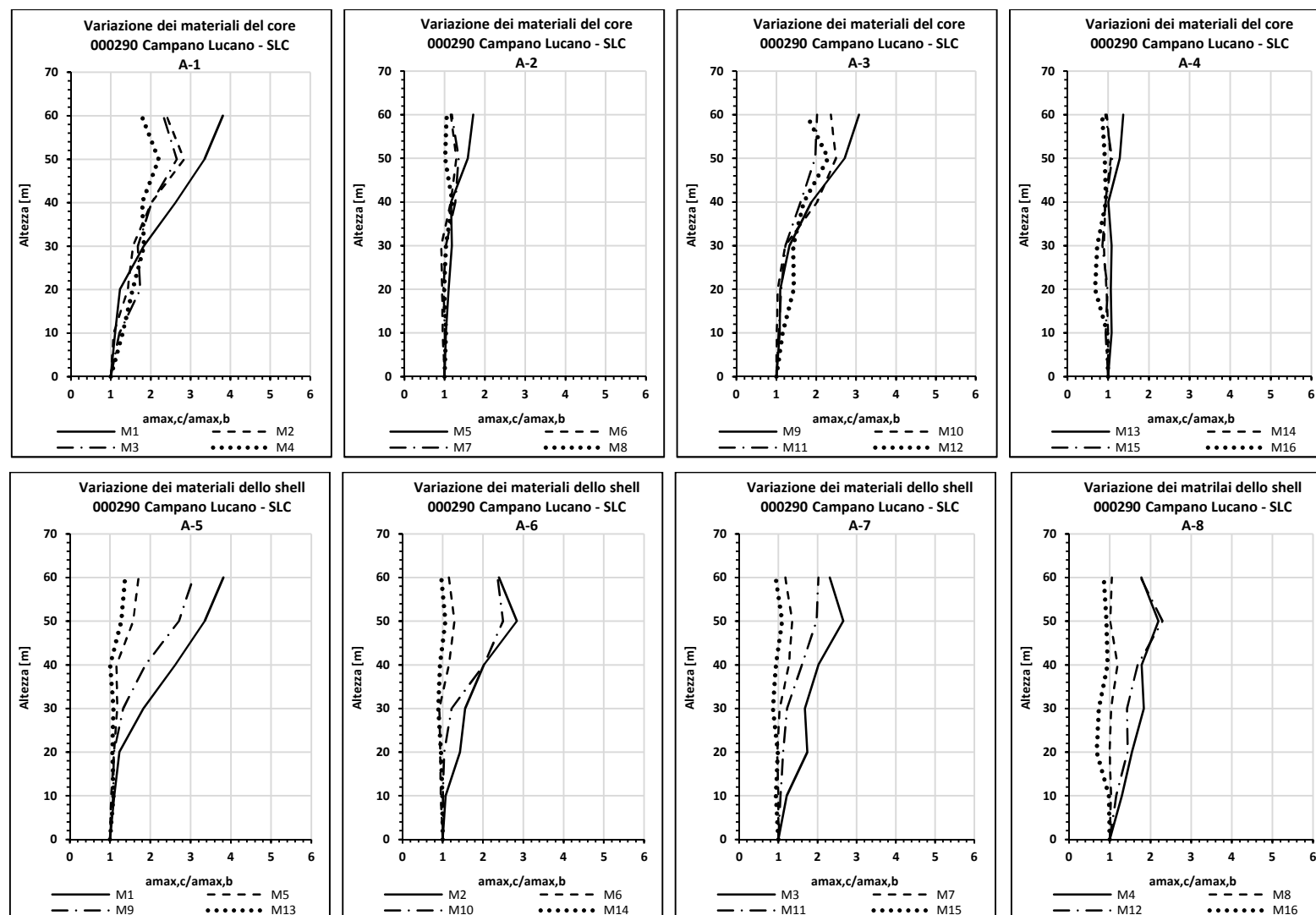


Grafico 10.57 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 000290 Campano Lucano

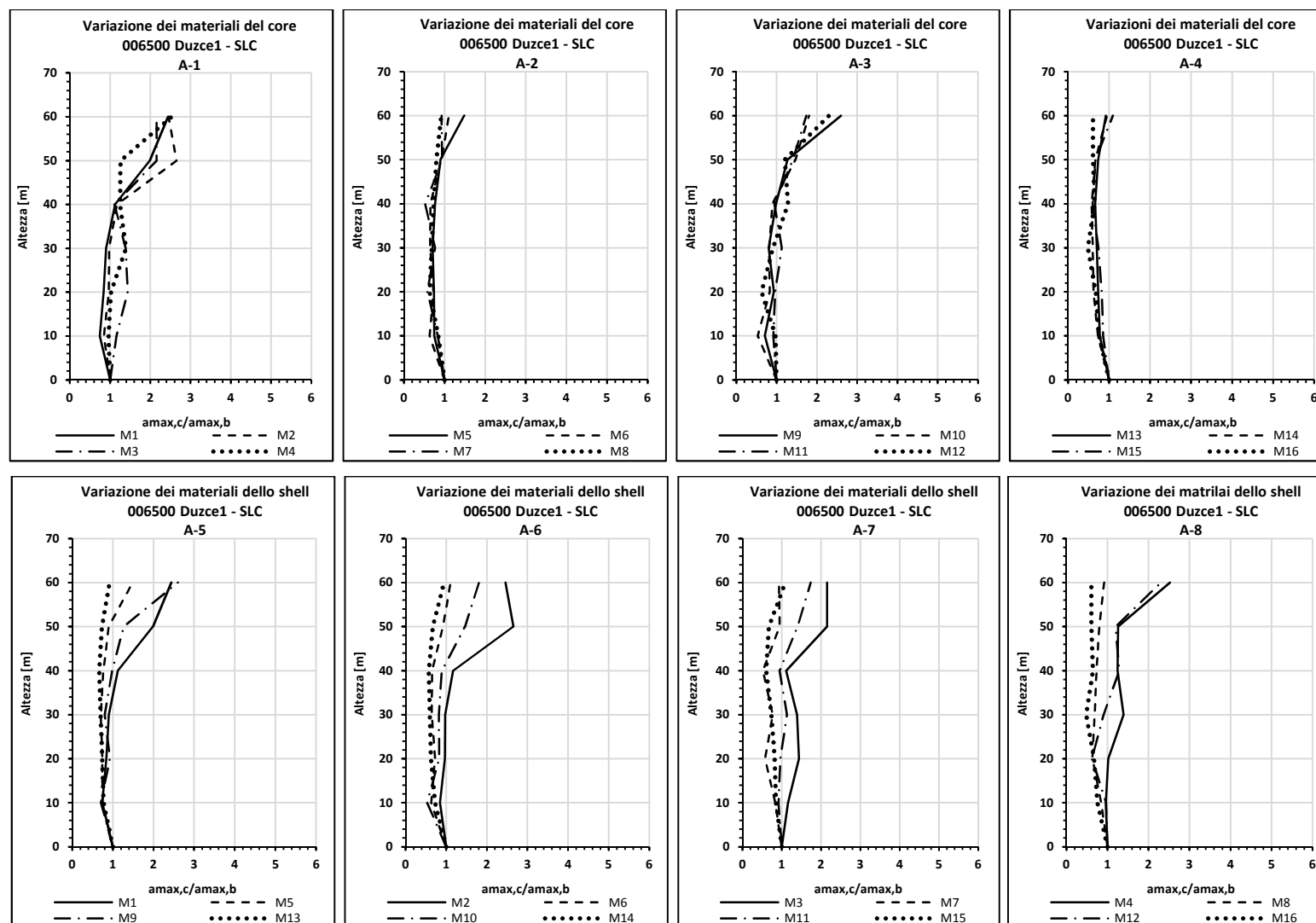


Grafico 10.58 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 006500 Duzce1

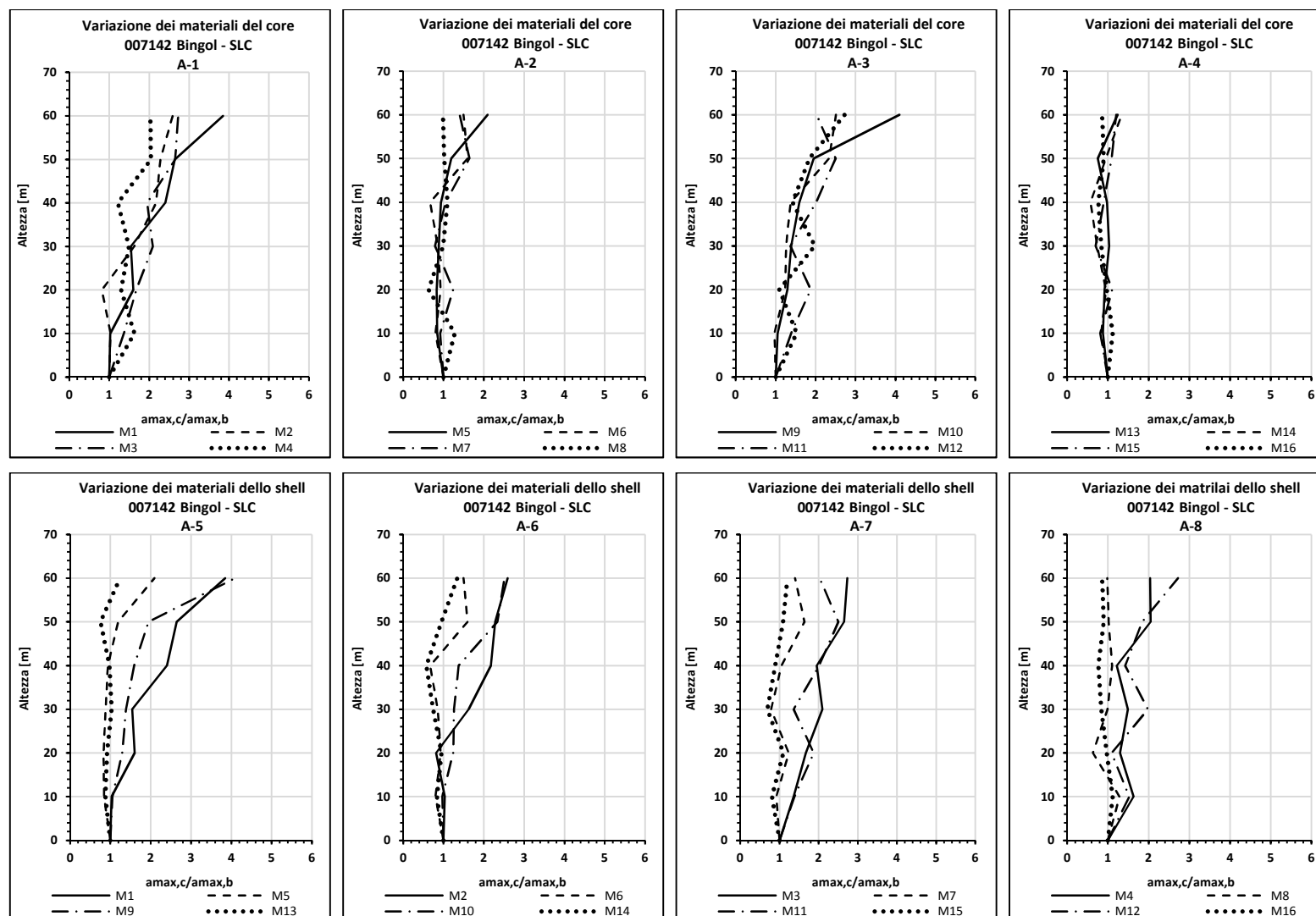


Grafico 10.59 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 007142 Bingol

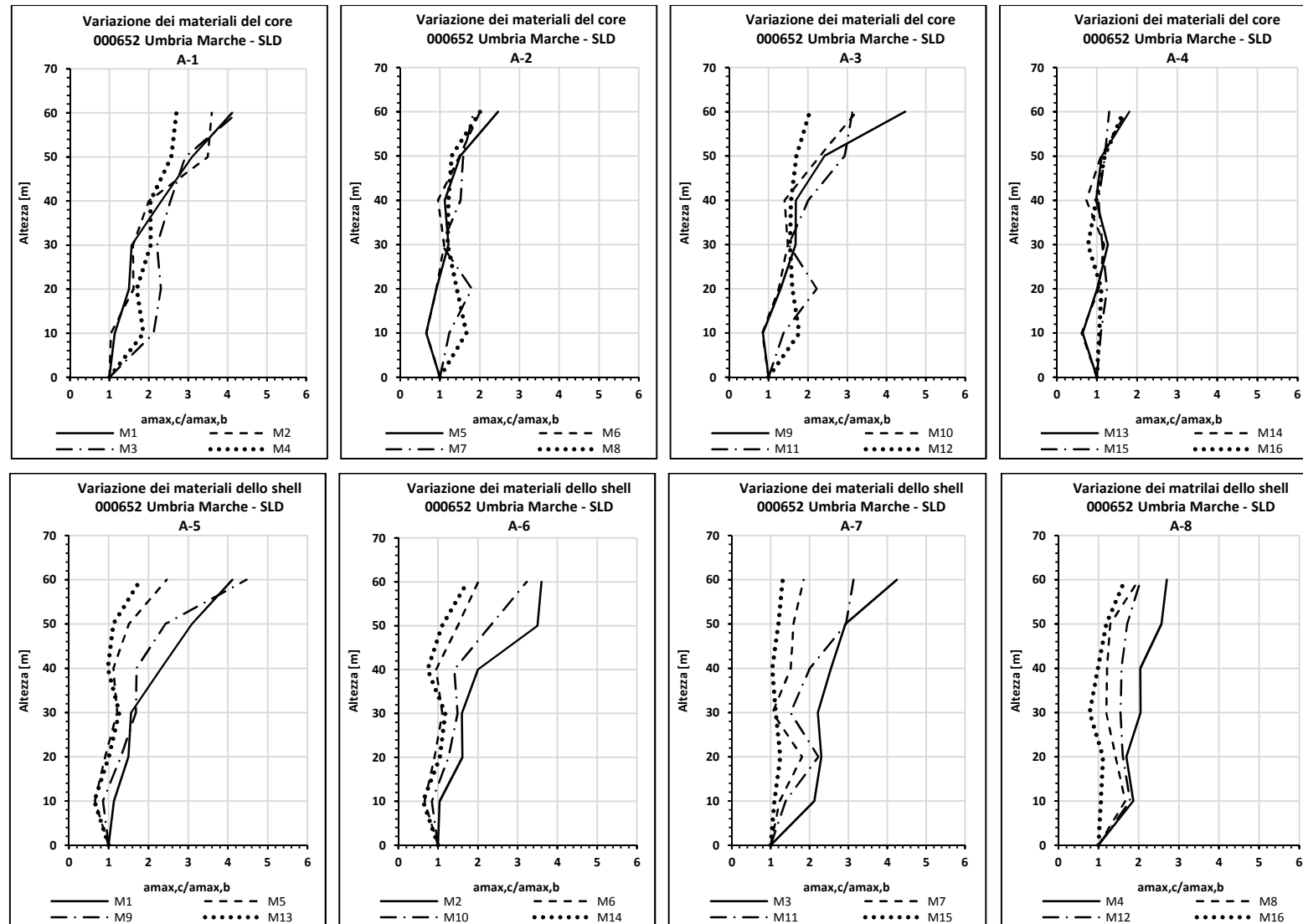


Grafico 10.60 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 000652 Umbria Marche

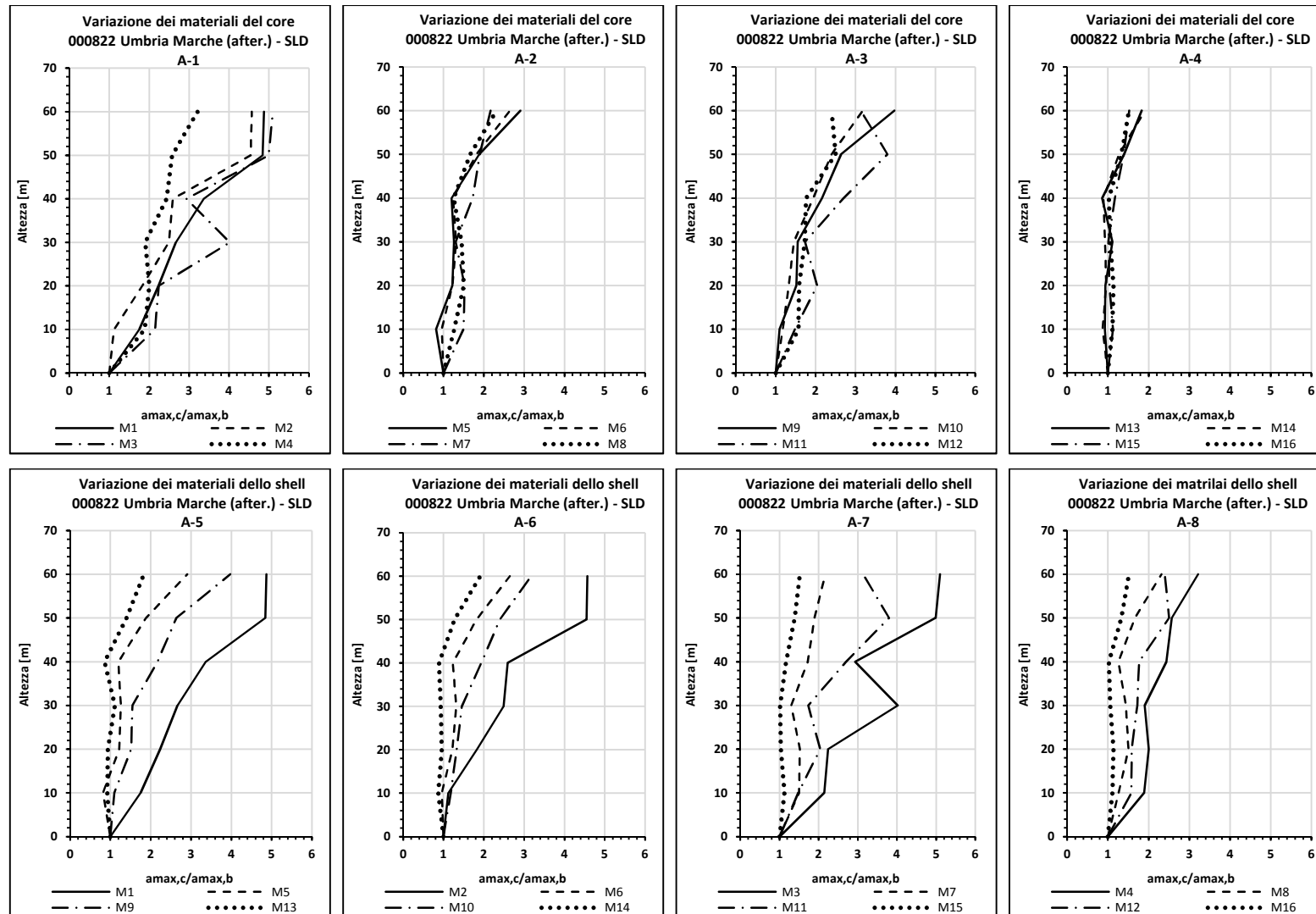


Grafico 10.61 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 000822 Umbria Marche (aftershock)

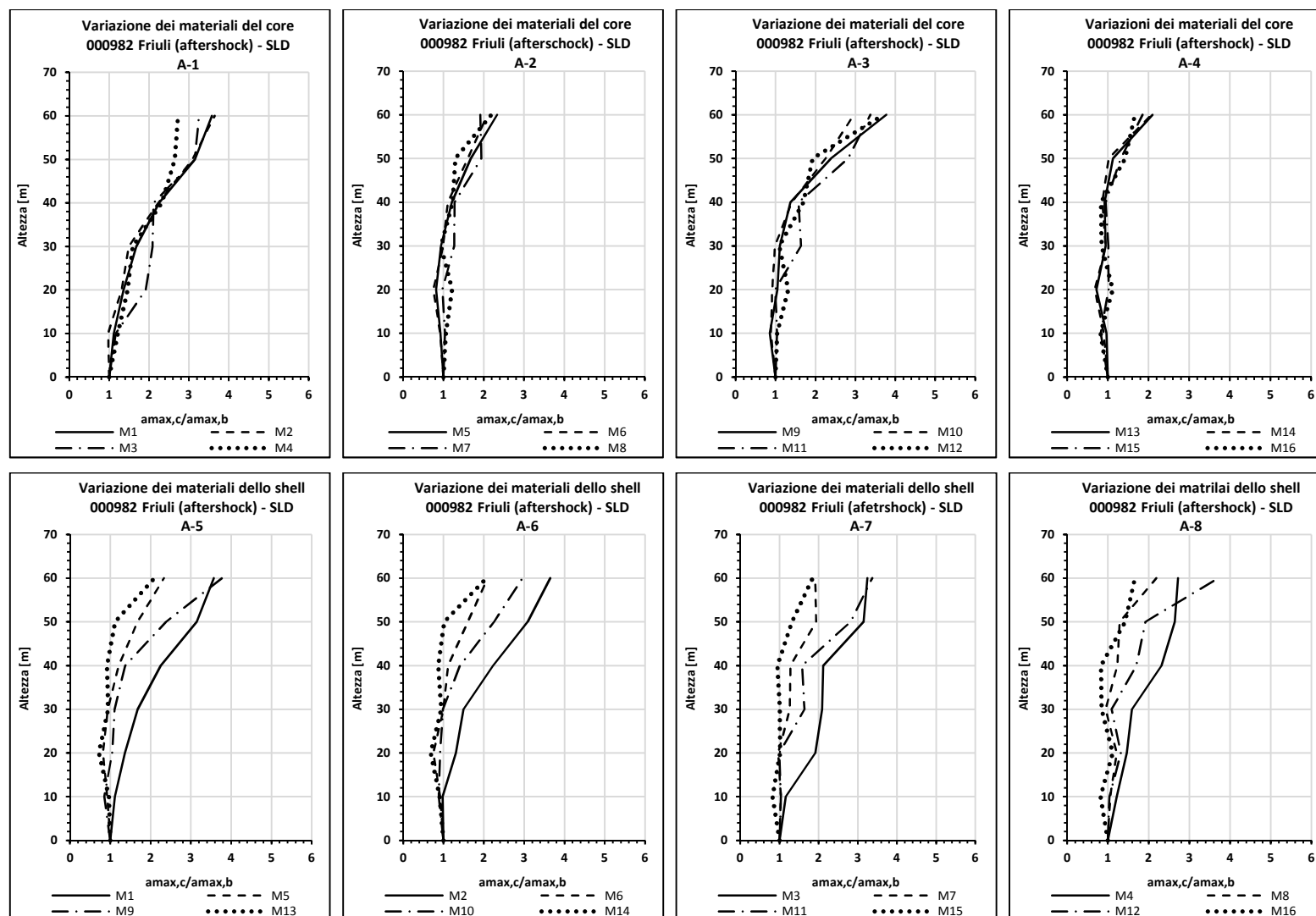


Grafico 10.62 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 000982 Friuli (aftershock)

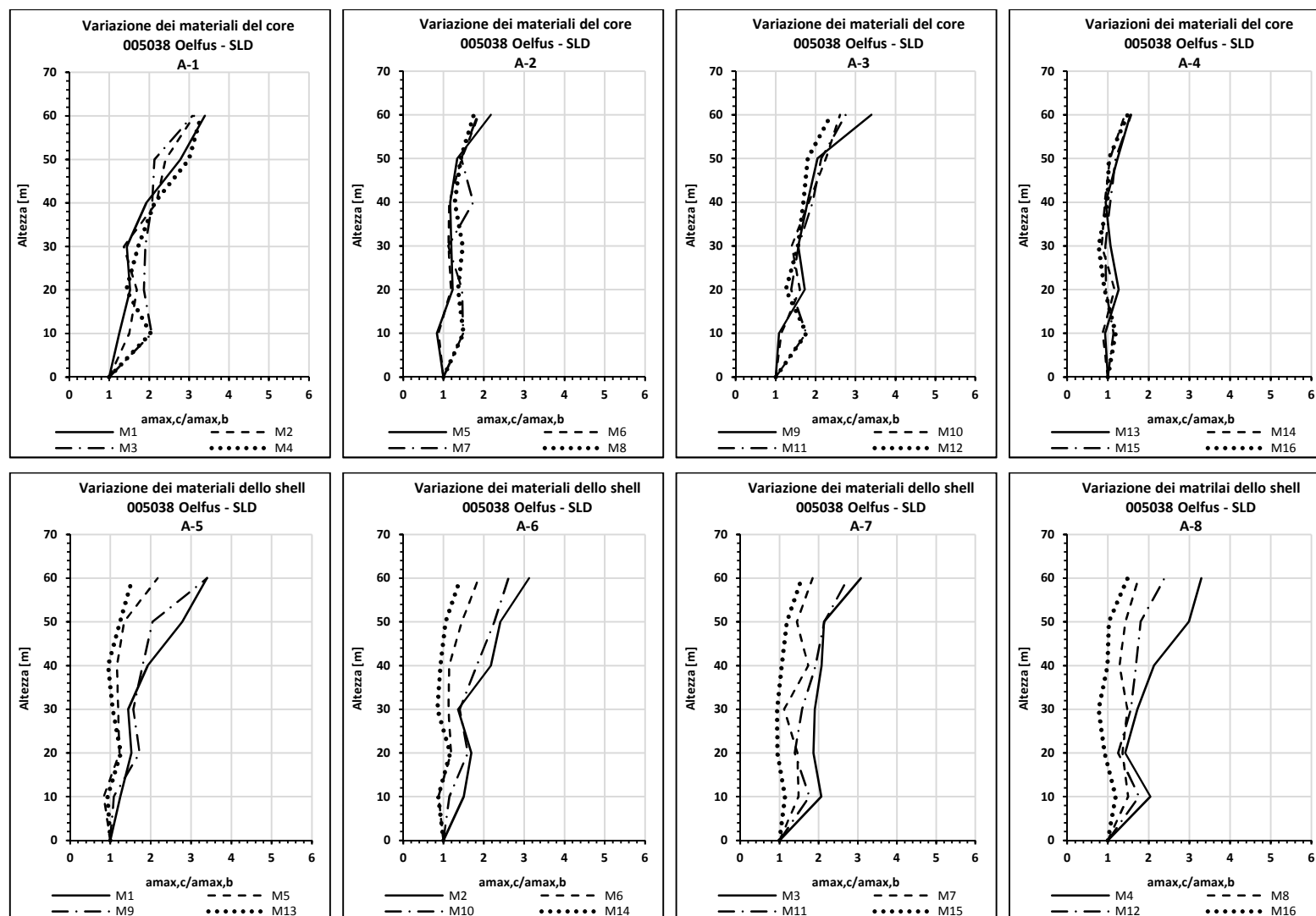


Grafico 10.63 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 005038 Oelfus

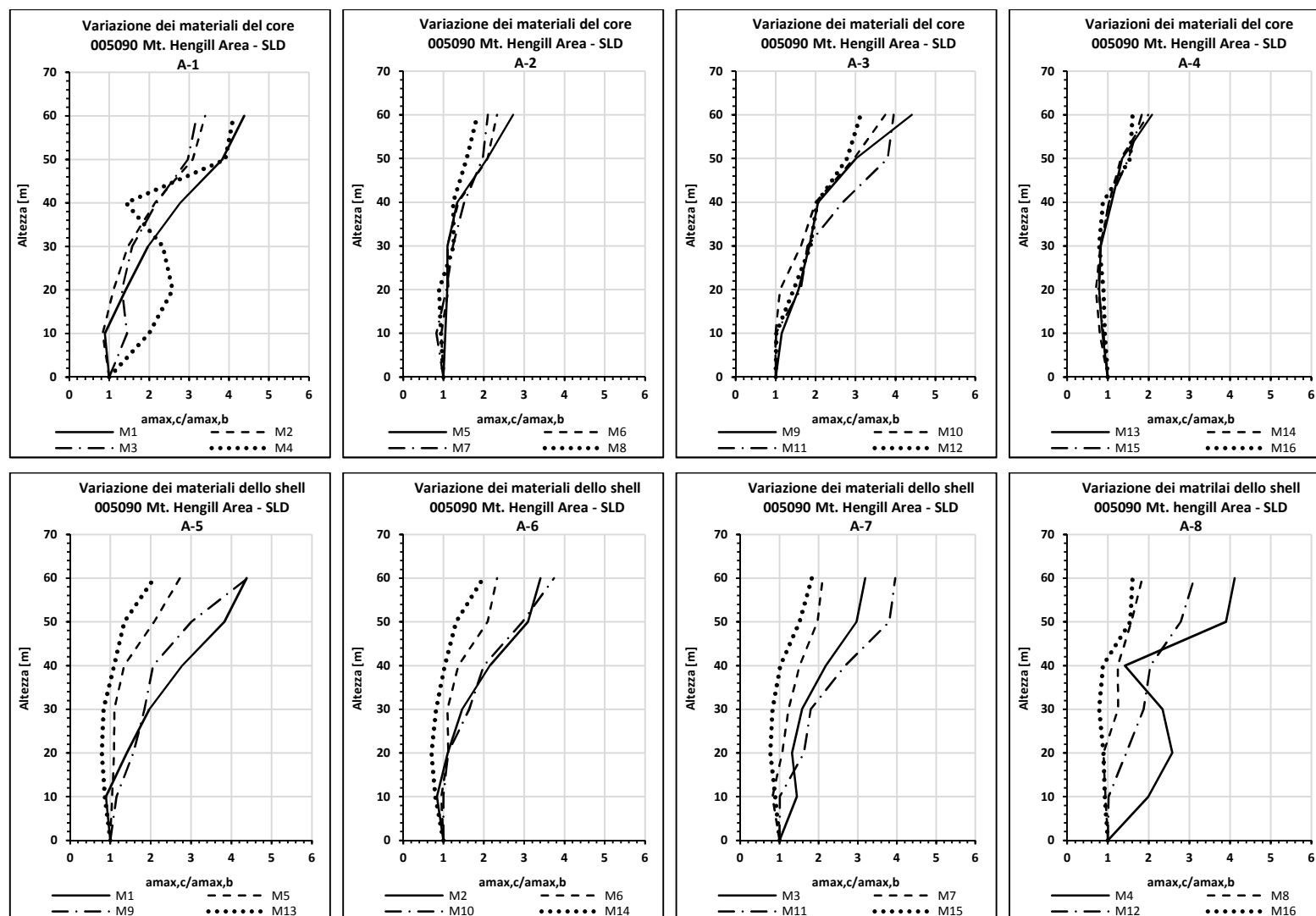
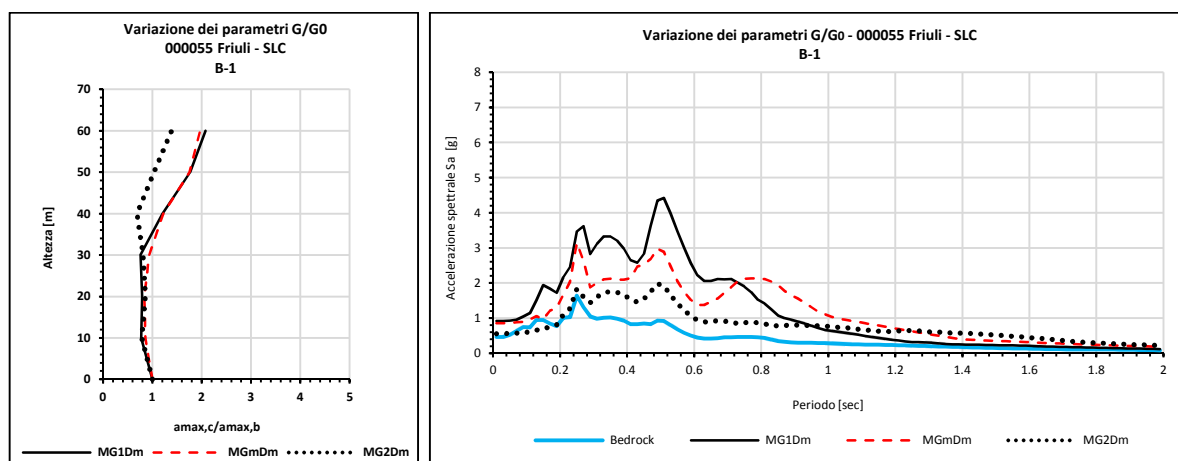


Grafico 10.64 – Rapporto ($a_{max,c}/a_{max,b}$), lungo l'asse centrale della diga, variando i materiali del core e dello shell, per l'evento 005090 Mt. Hengill Area

Appendice 9.2

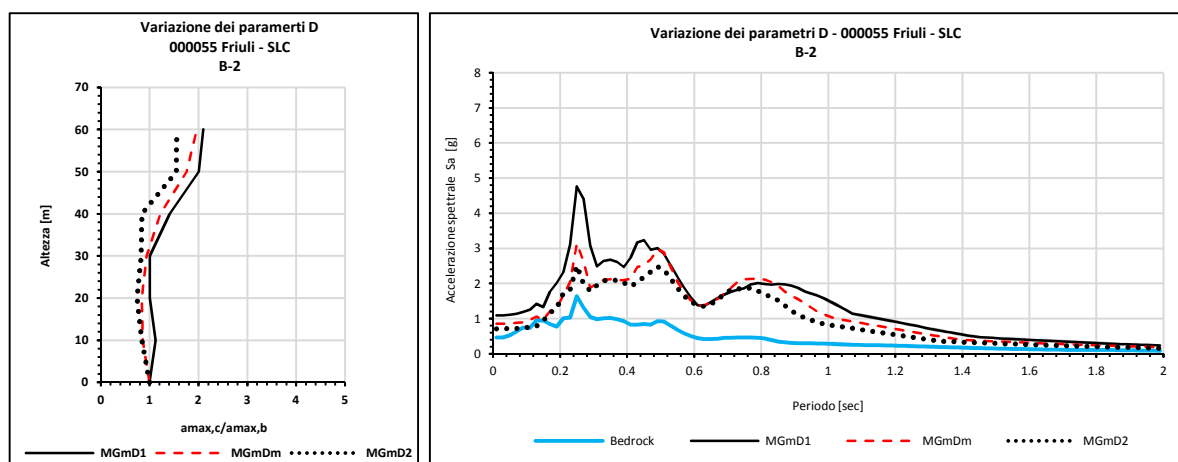
In questa Appendice vengono presentate le elaborazioni dei risultati, dai quali sono stati ricavati i grafici mostrati al §10.5, ottenuti valutando gli effetti dovuti alle proprietà dinamiche dei terreni, sulla risposta sismica di una diga zonata alta 60m. Con riferimento a quanto esposto al § 10.5 qui di seguito sono mostrati i risultati in termini di amplificazioni, risposte spettrali e spostamenti, valutate per i diversi scenari sismici allo SLC e allo SLD, variando le caratteristiche di rigidezza definite dai rapporti G/G_0 e quelle di smorzamento rappresentate dal parametro D , per i diversi scenari sismici.



a)

b)

Grafico 10.65 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000055 Friuli



a)

b)

Grafico 10.66 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000055 Friuli

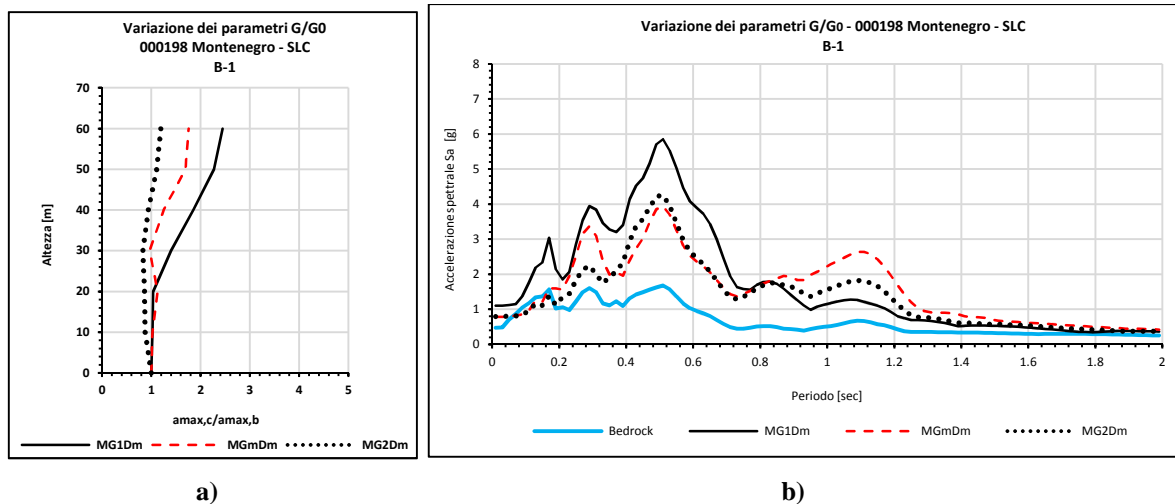


Grafico 10.67 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000198 Montenegro

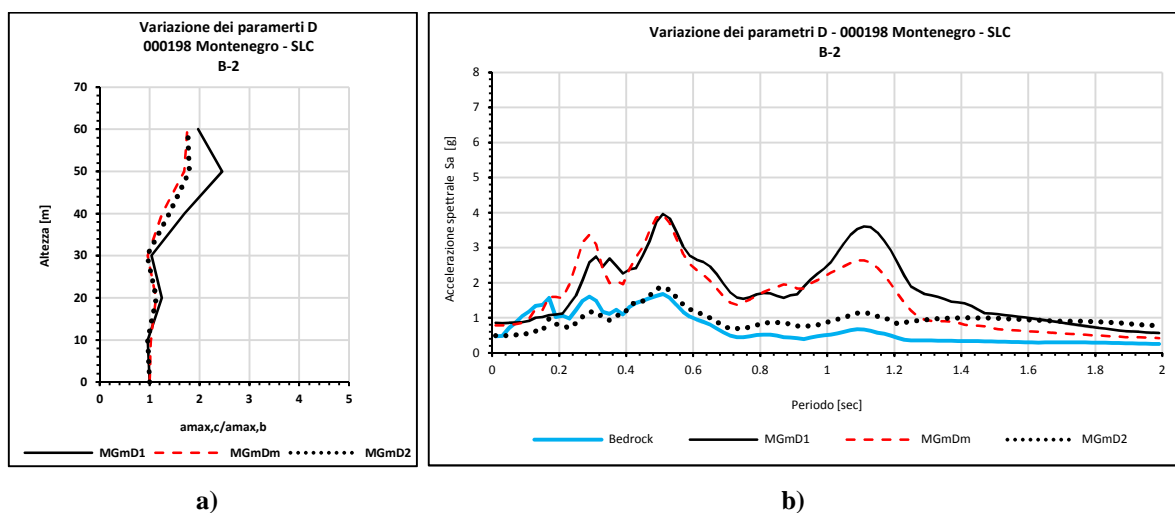


Grafico 10.68 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000198 Montenegro

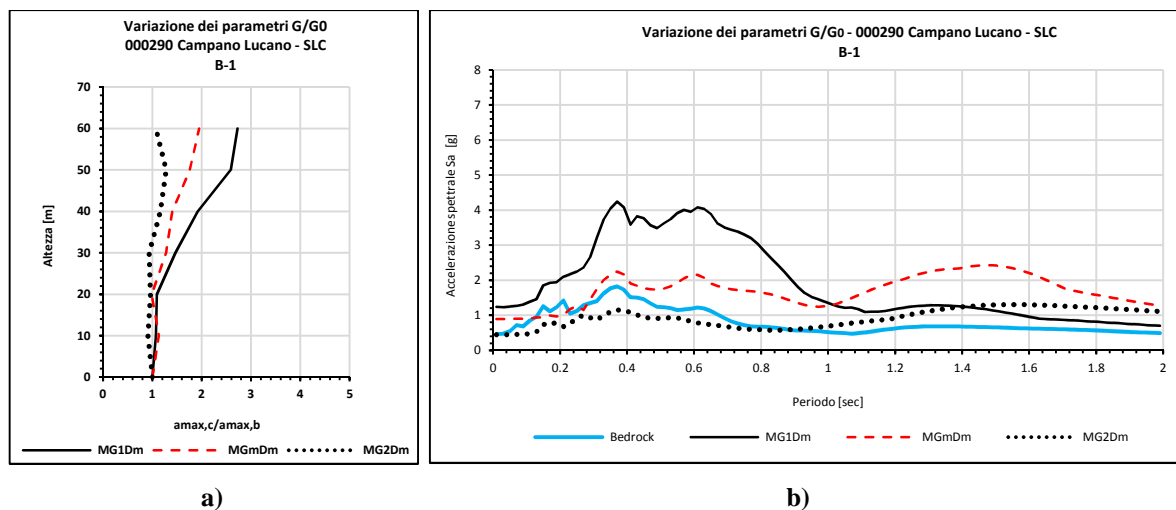
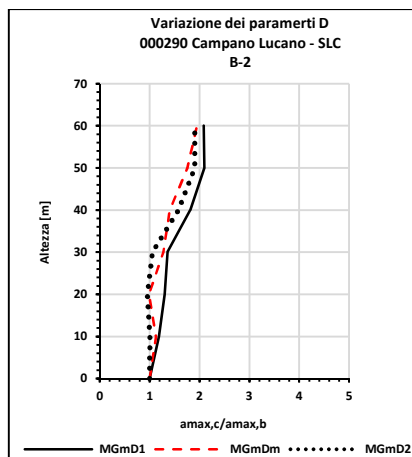
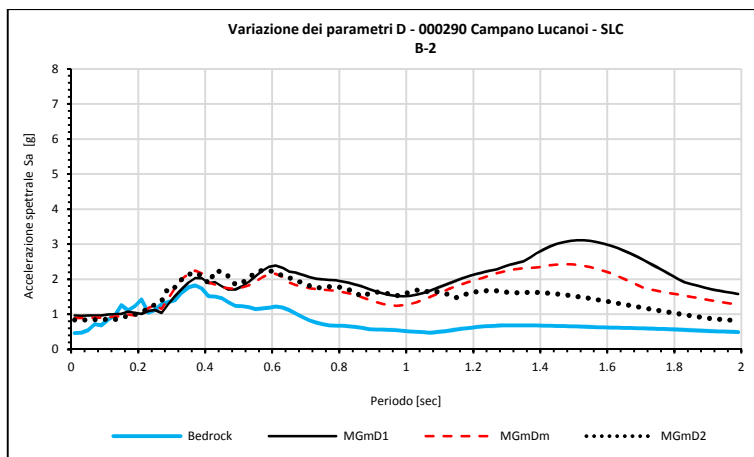


Grafico 10.69 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000290 Campano Lucano

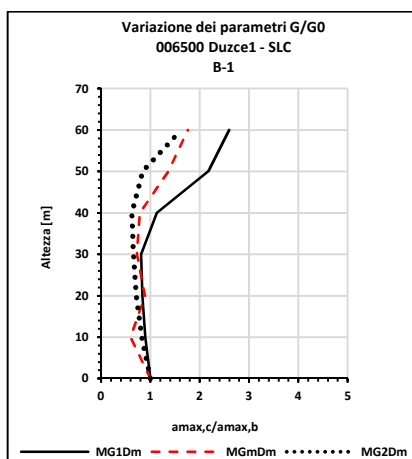


a)

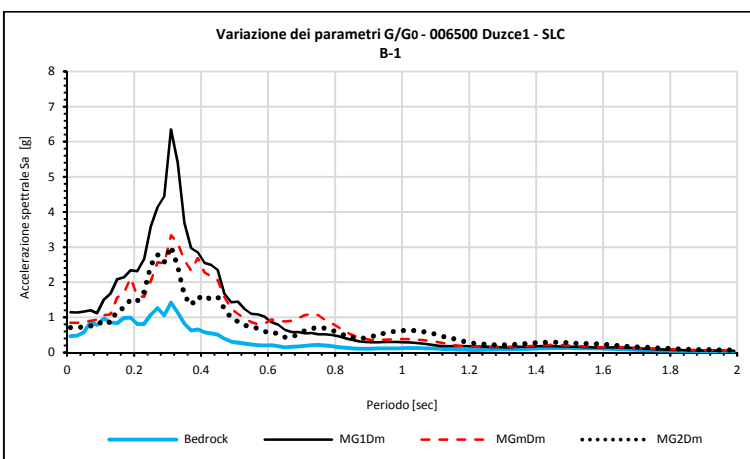


b)

Grafico 10.70 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000290 Campano Lucano

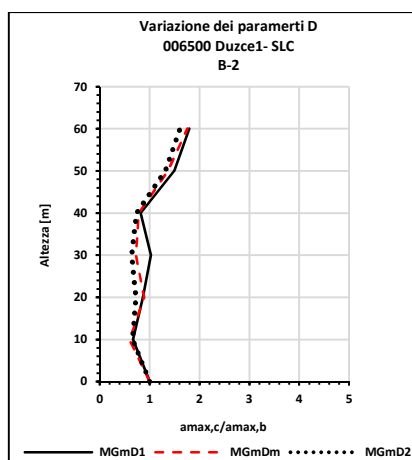


a)

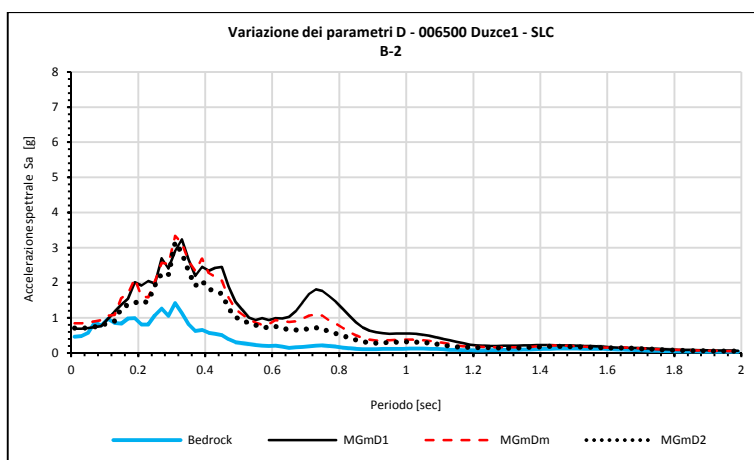


b)

Grafico 10.71 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 006500 Duzce1



a)



b)

Grafico 10.72 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 006500 Duzce1

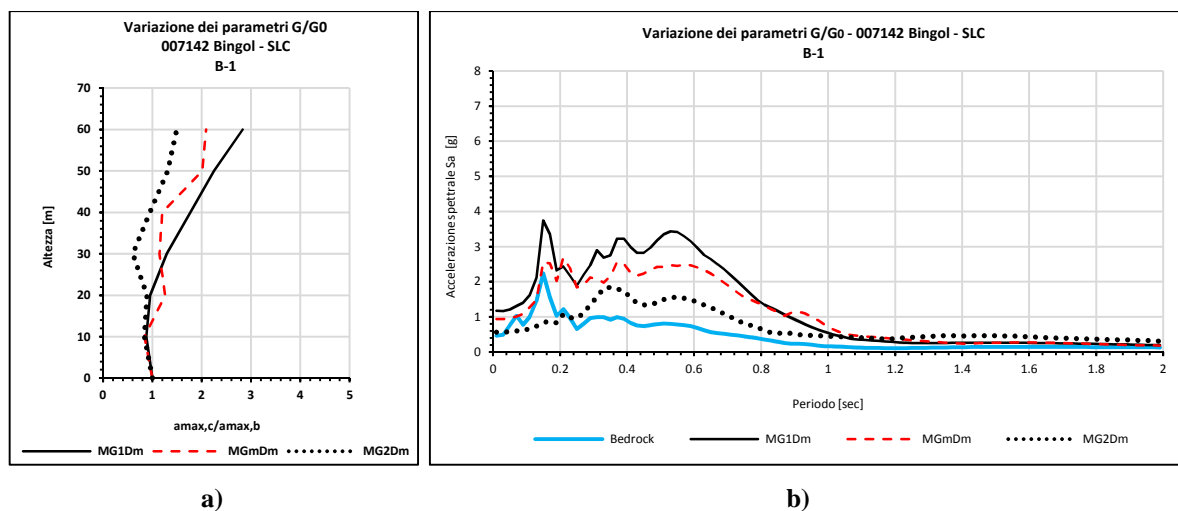


Grafico 10.73 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 007142 Bingol

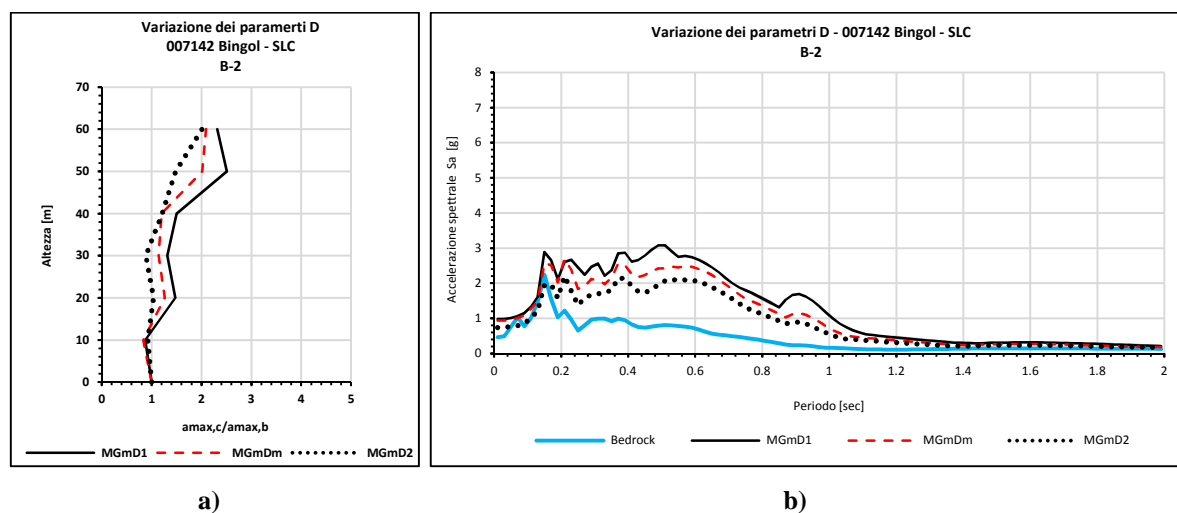


Grafico 10.74 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 007142 Bingol

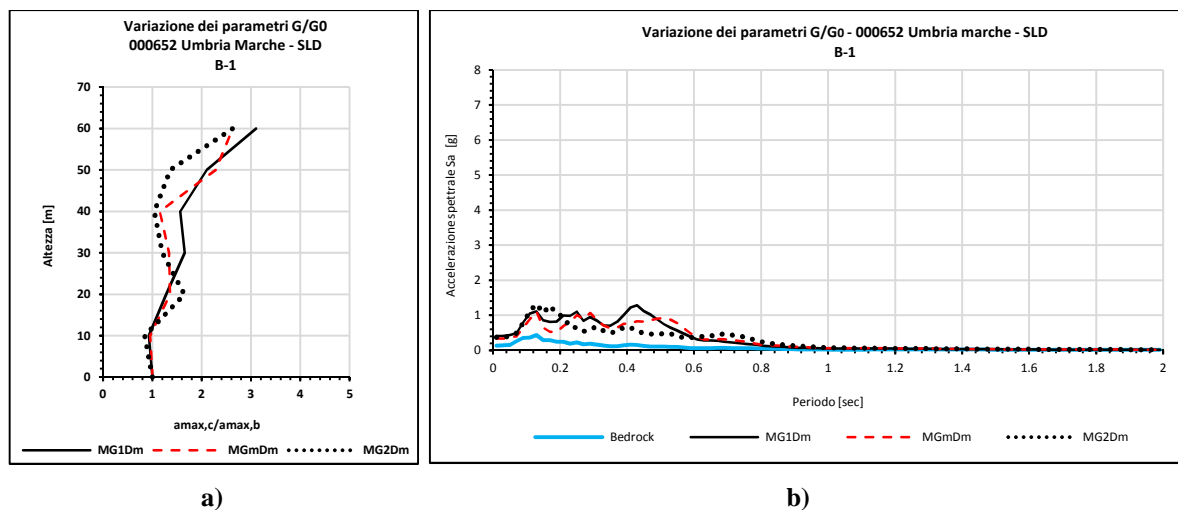


Grafico 10.75 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000652 Umbria Marche

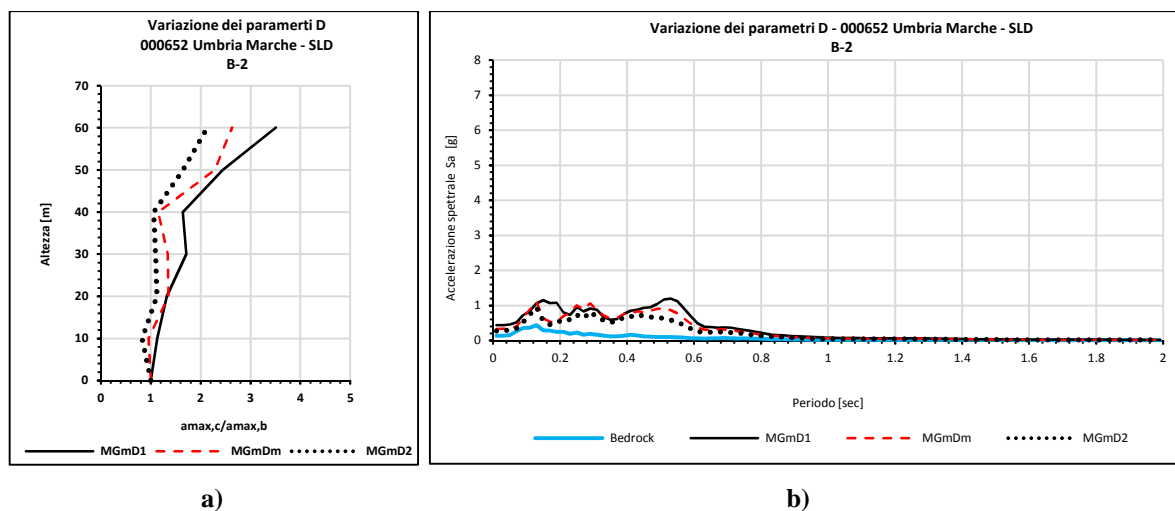


Grafico 10.76 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l’evento sismico 000652 Umbria Marche

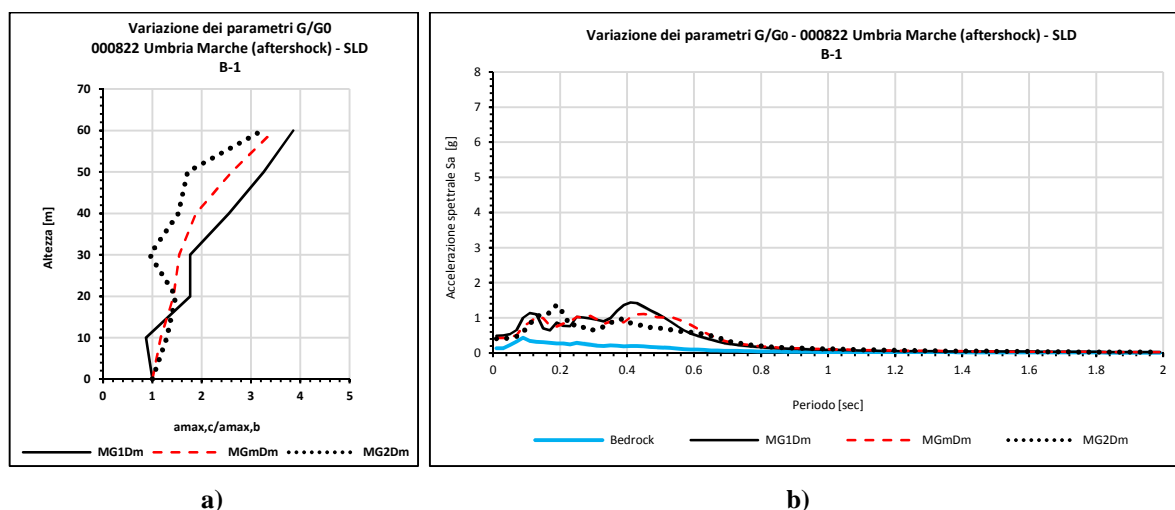


Grafico 10.77 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l’evento sismico 000822 Umbria Marche (aftershock)

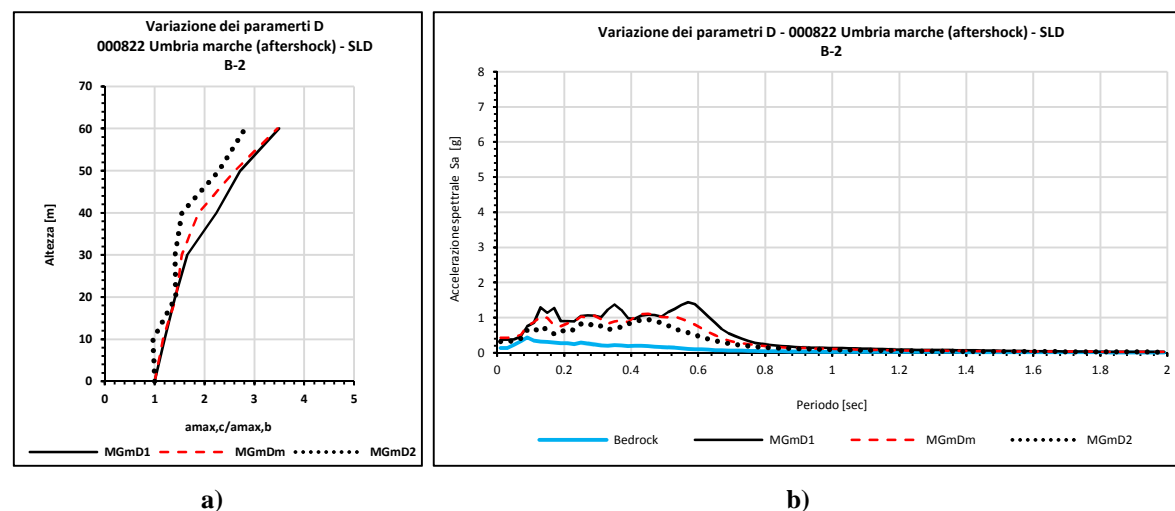


Grafico 10.78 – Amplificazione lungo l’asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l’evento sismico 000822 Umbria Marche (aftershock)

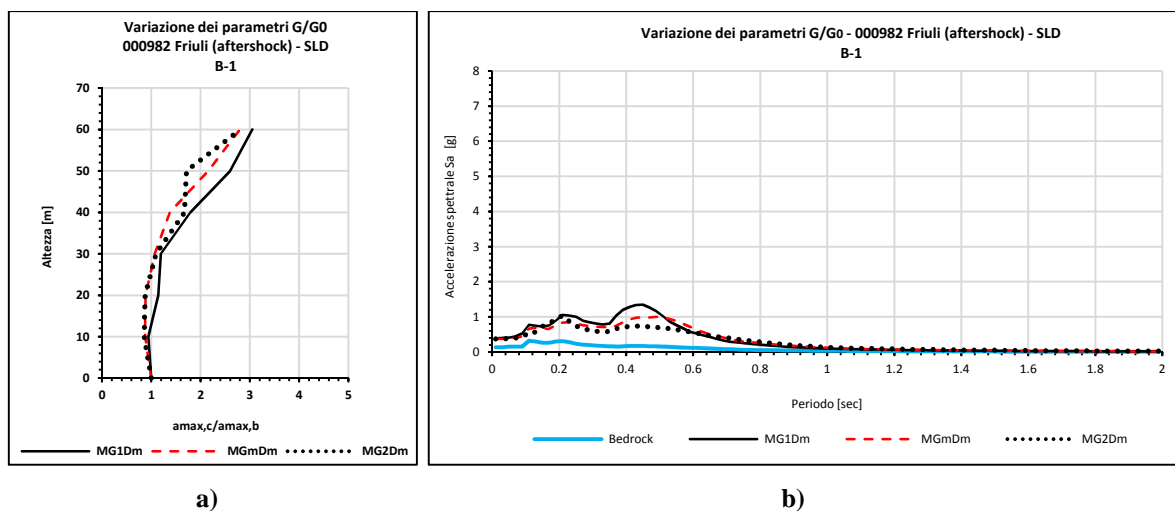


Grafico 10.79 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000982 Friuli (aftershock)

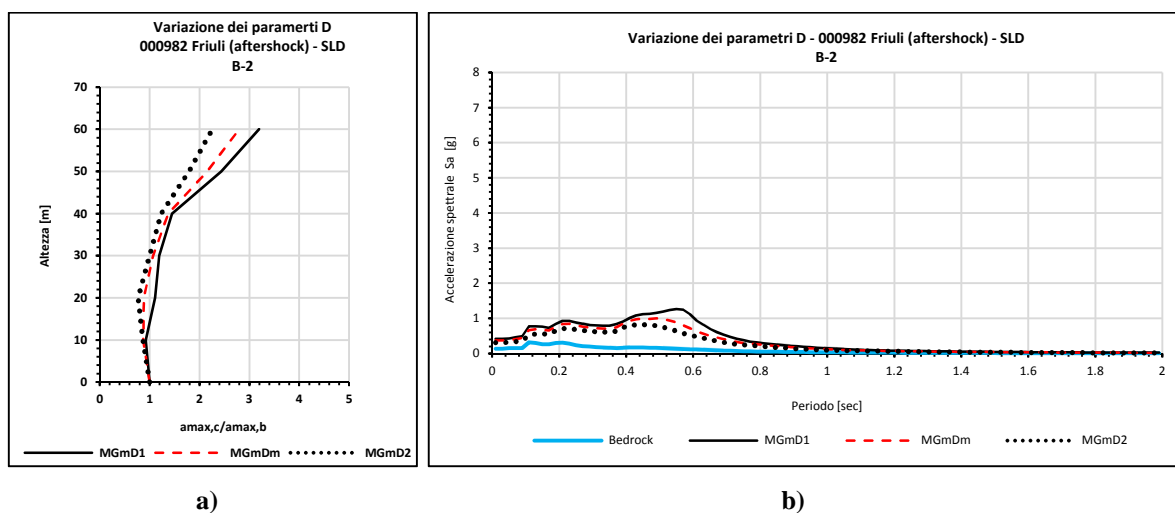


Grafico 10.80 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000982 Friuli (aftershock)

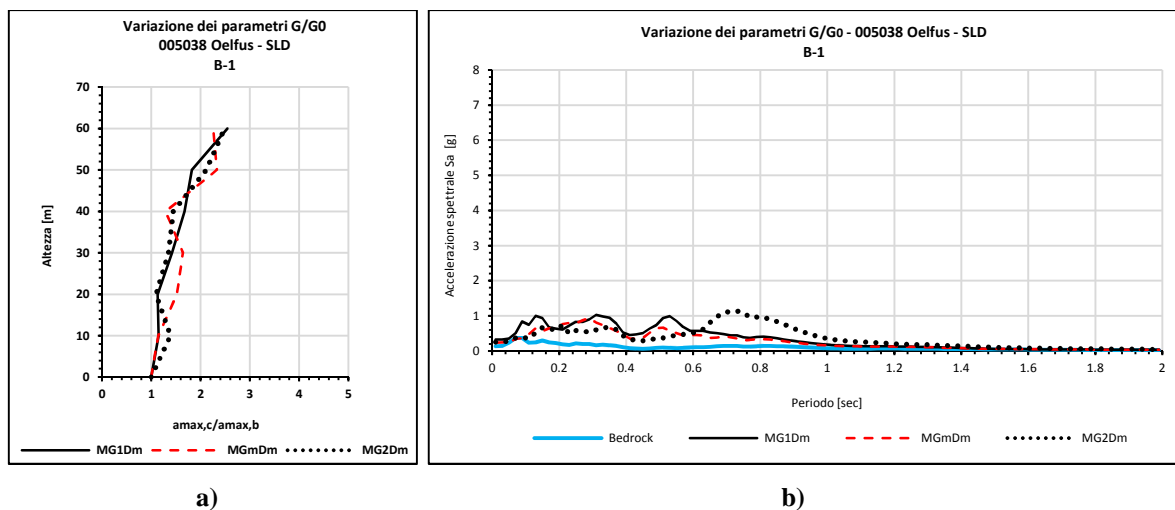


Grafico 10.81 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 005038 Oelfus

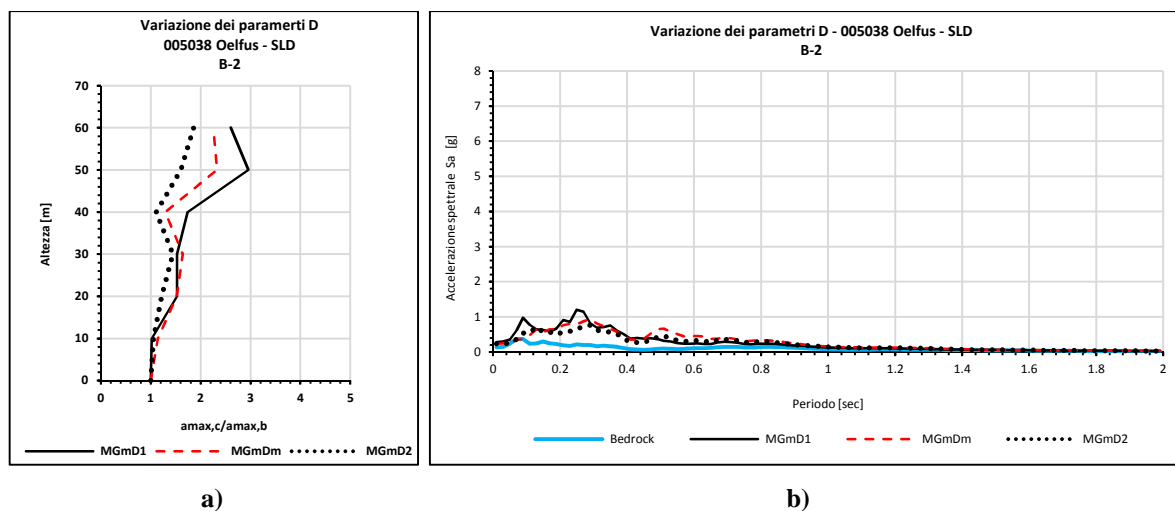


Grafico 10.82 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 005038 Oelfus

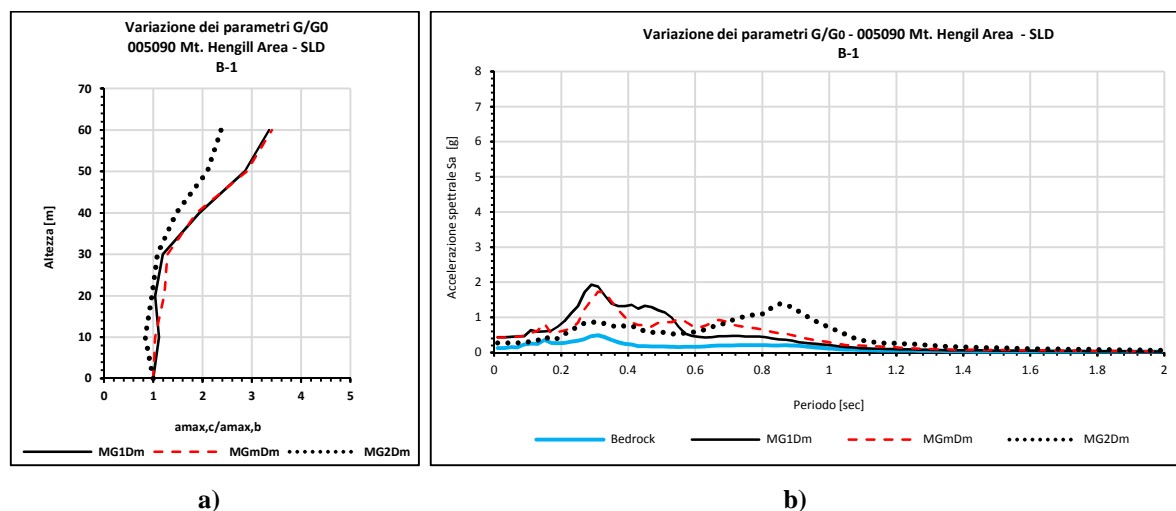


Grafico 10.83 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 005090 Mt. Hengil Area

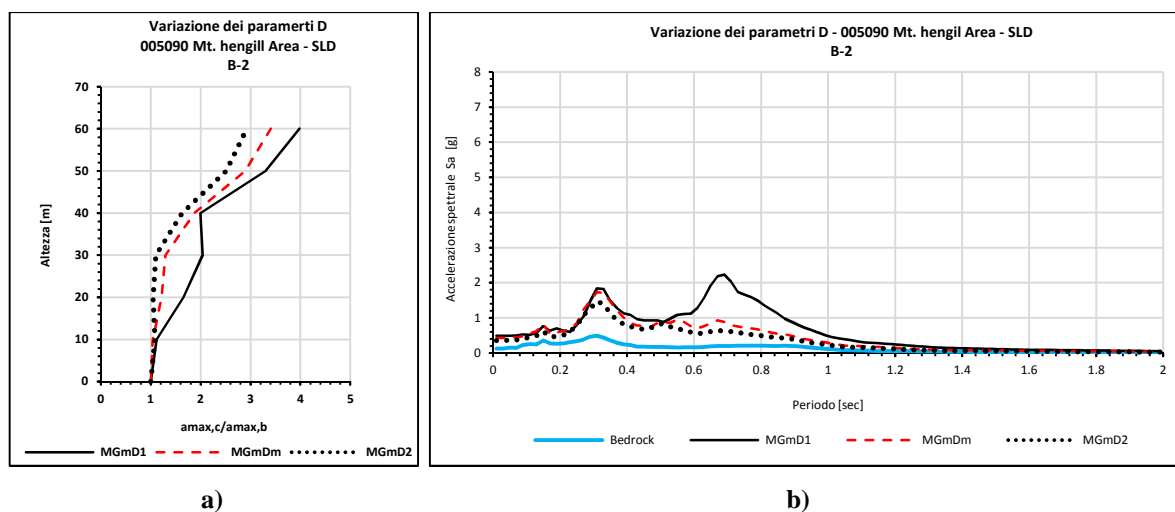


Grafico 10.84 – Amplificazione lungo l'asse centrale della diga a) e spettri di risposta in cresta b), variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 005090 Mt. Hengil Area

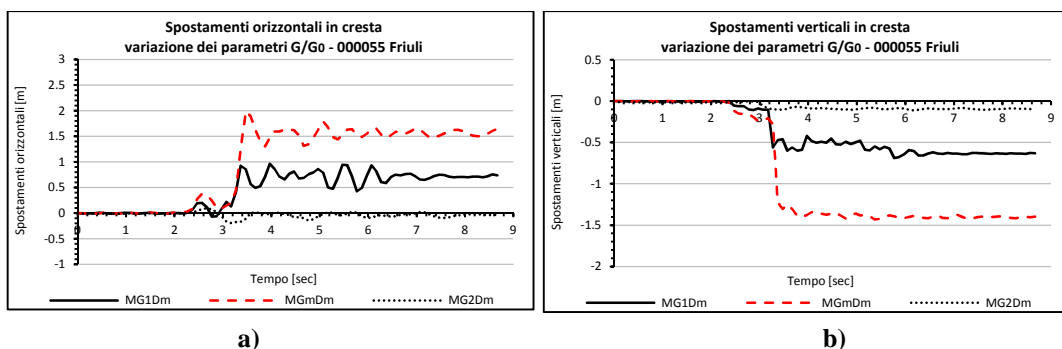


Grafico 10.85 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000055 Friuli

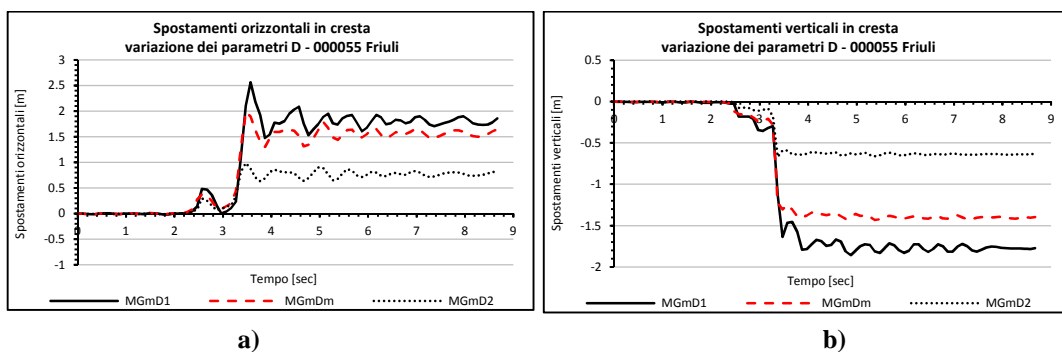


Grafico 10.86 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000055 Friuli

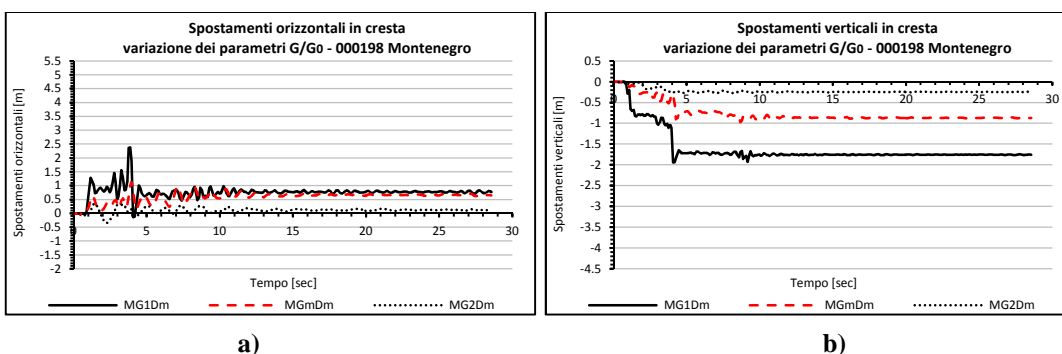


Grafico 10.87 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000198 Montenegro

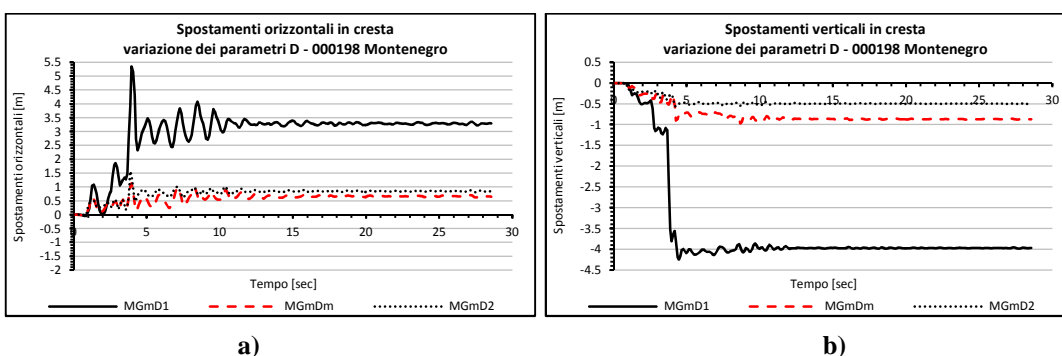


Grafico 10.88 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000198 Montenegro

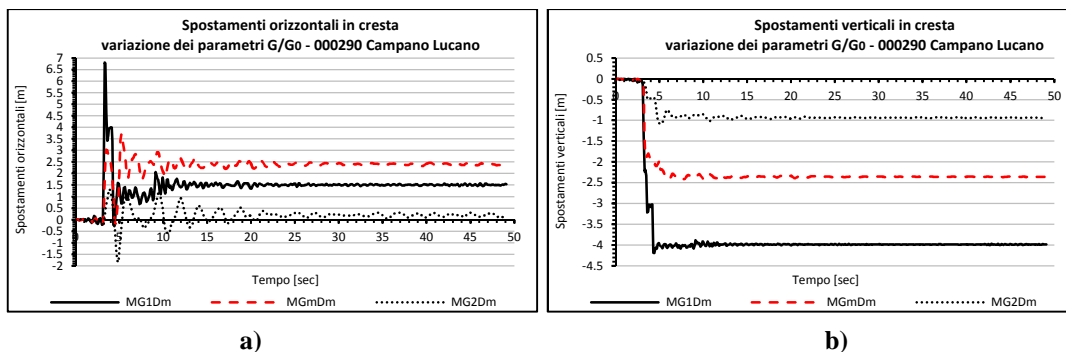


Grafico 10.89 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000290 Campano Lucano

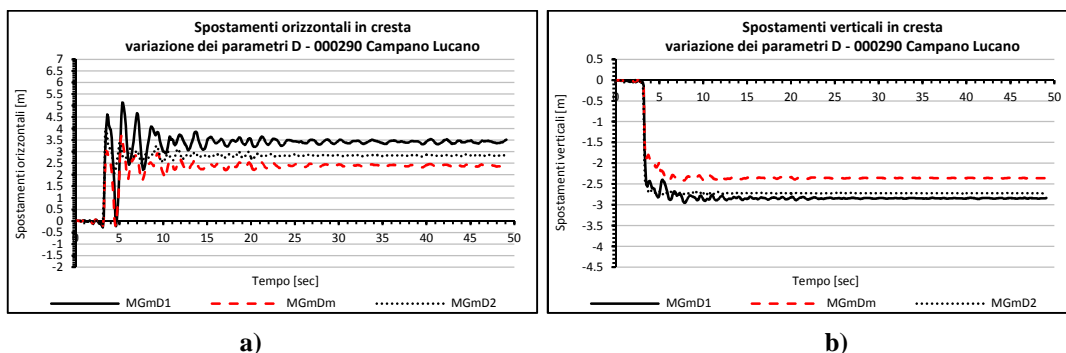


Grafico 10.90 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000290 Campano Lucano

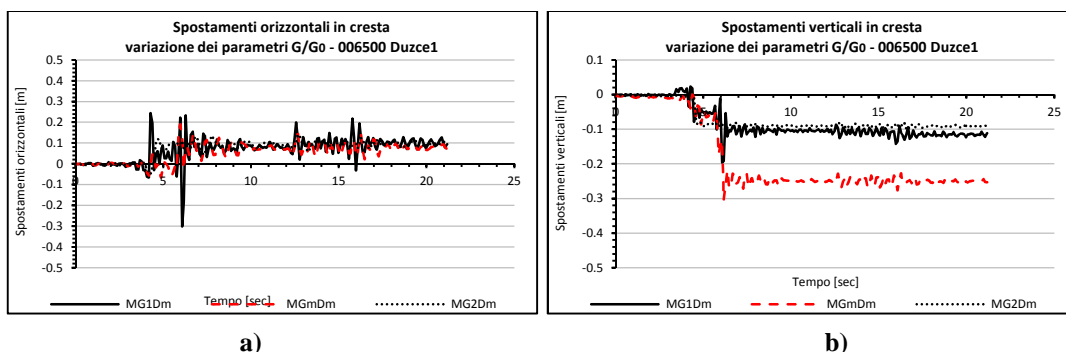


Grafico 10.91 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 006500 Duzce1

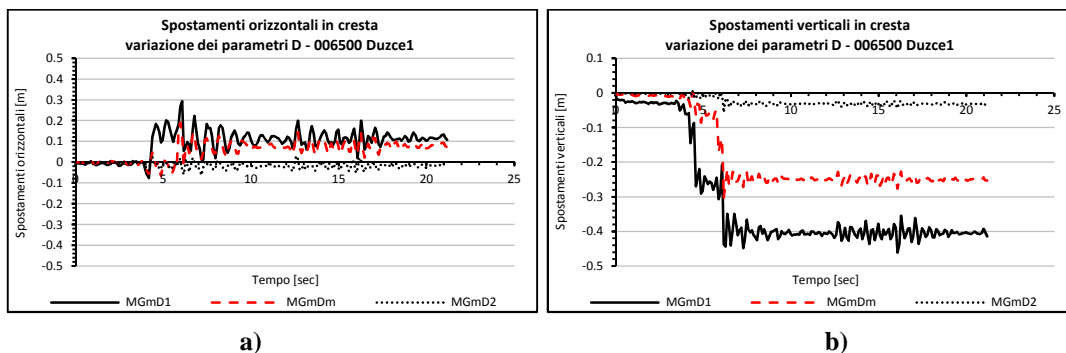


Grafico 10.92 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 006500 Duzce1

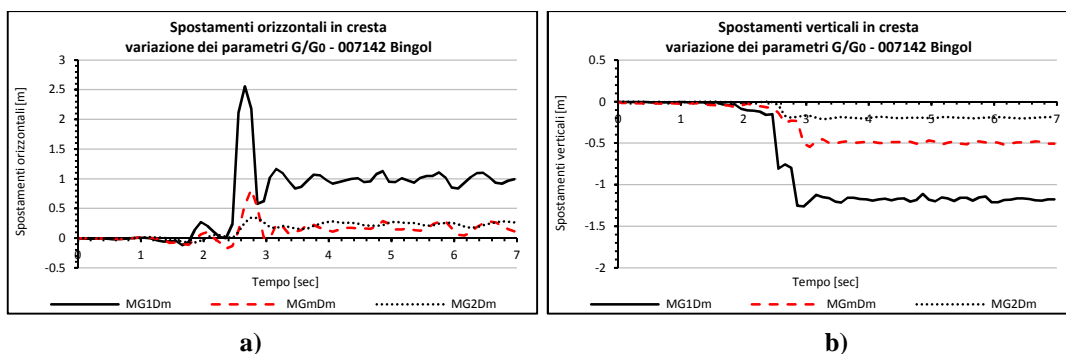


Grafico 10.93 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 007142 Bingol

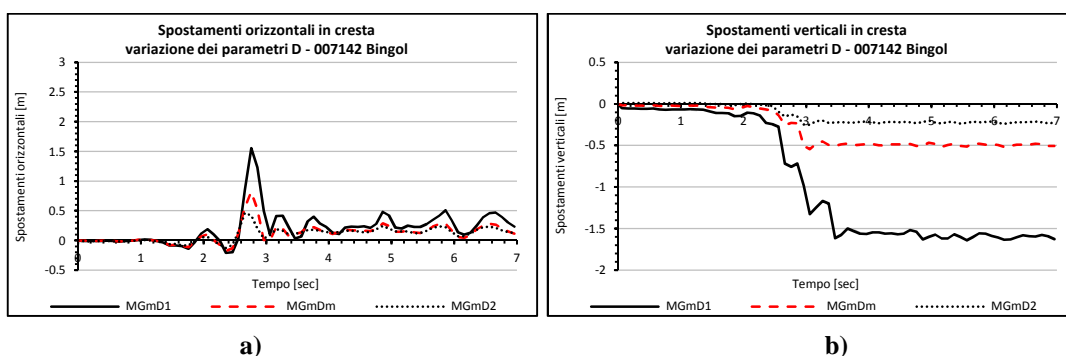


Grafico 10.94 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 007142 Bingol

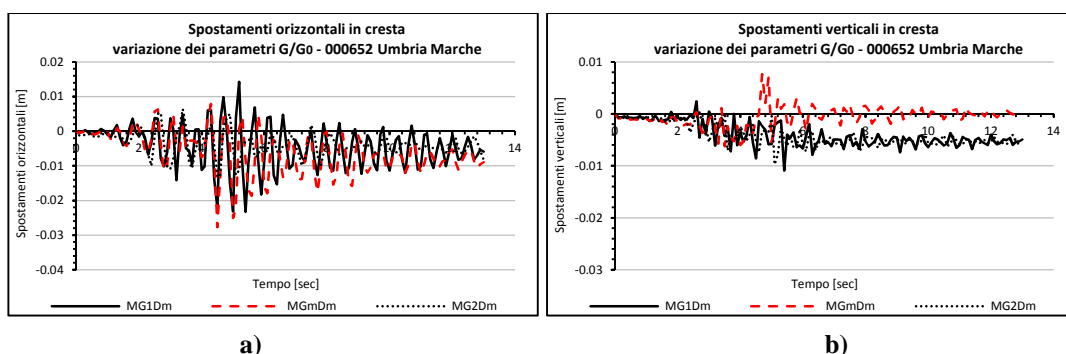


Grafico 10.95 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000652 Umbria Marche

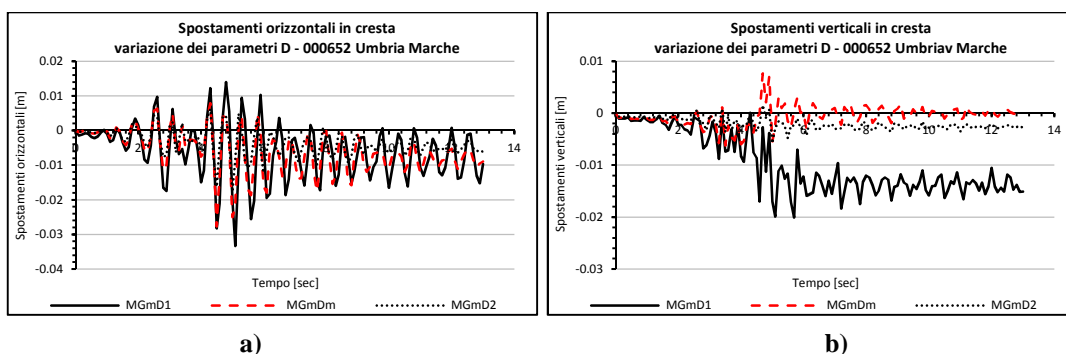


Grafico 10.96 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000652 Umbria Marche

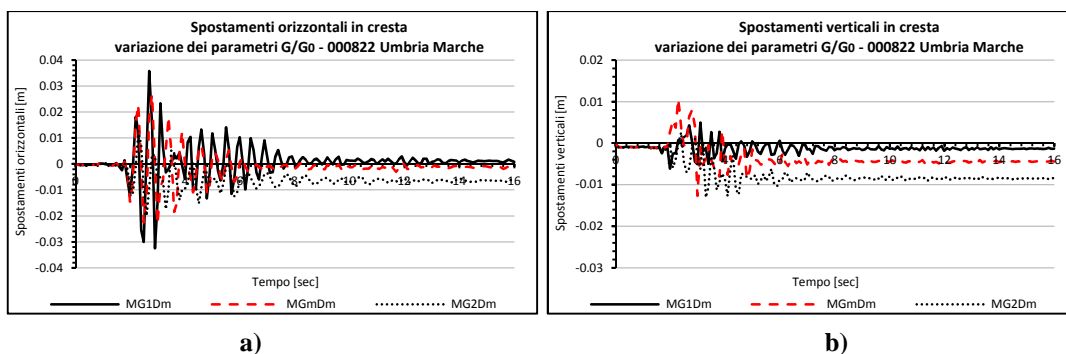


Grafico 10.97 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000822 Umbria Marche (aftershock)

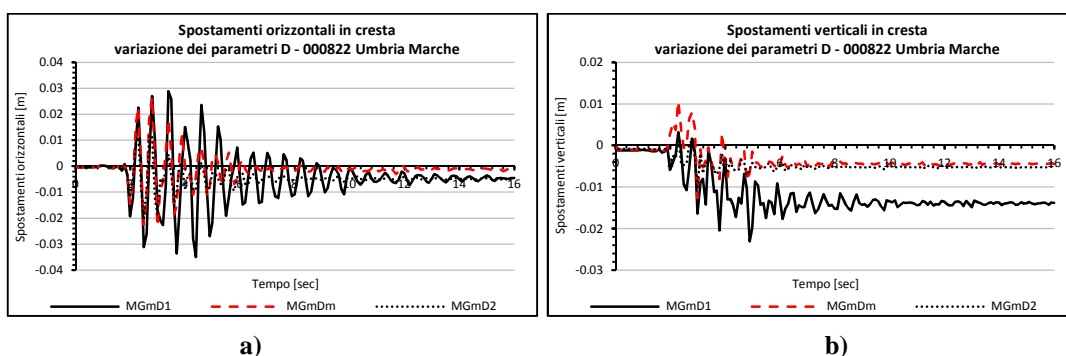


Grafico 10.98– Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000822 Umbria Marche (aftershock)

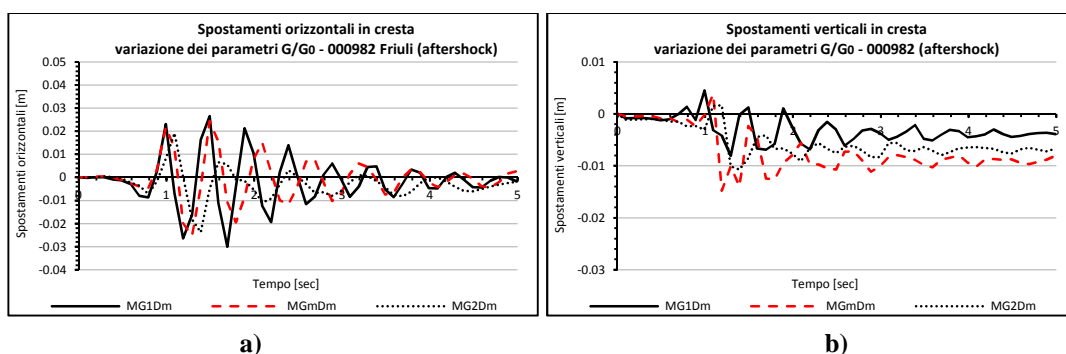


Grafico 10.99 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 000982 Friuli (aftershock)

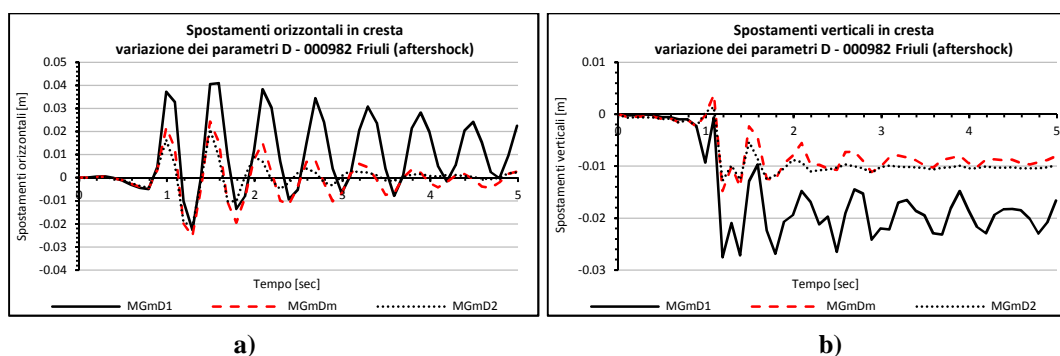


Grafico 10.100 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 000982 Friuli (aftershock)

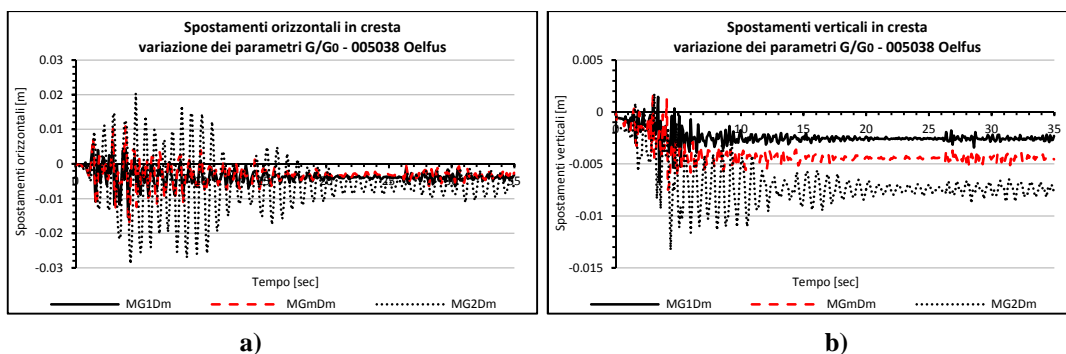


Grafico 10.101 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 005038 Oelfus

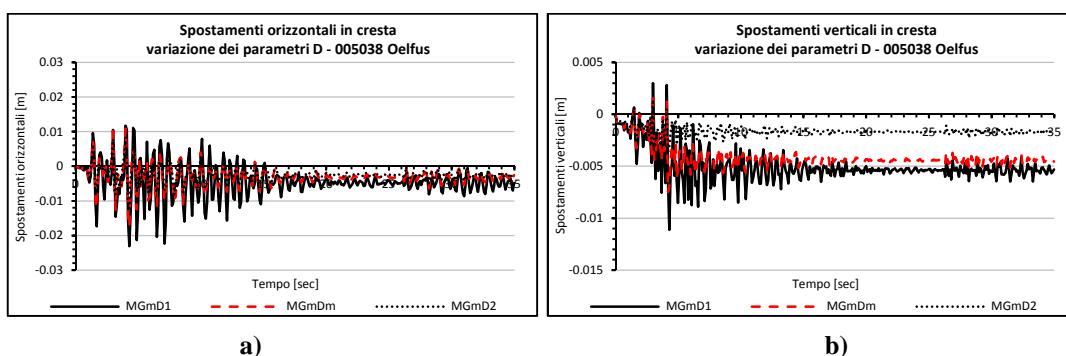


Grafico 10.102 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 005038 Oelfus

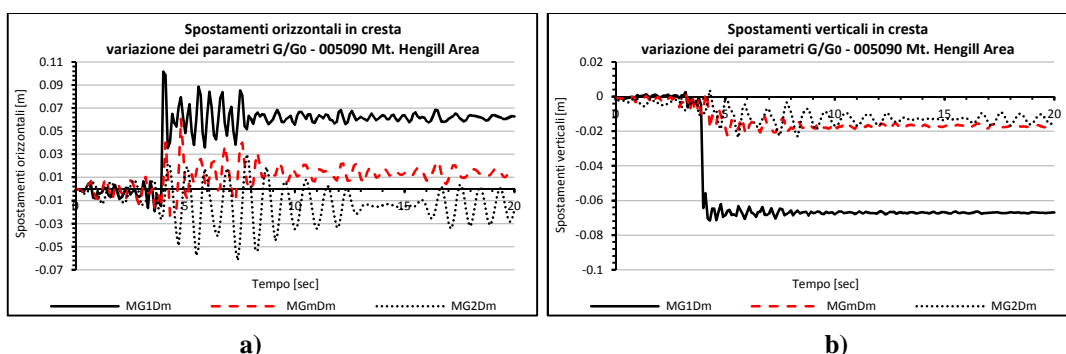


Grafico 10.103 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di rigidezza G/G_0 , considerando l'evento sismico 005090 Mt. Hengill Area

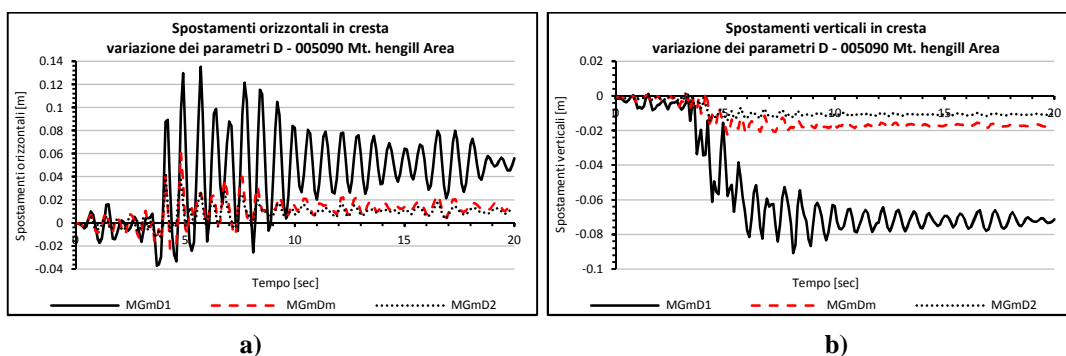


Grafico 10.104 – Andamento temporale degli spostamenti in cresta orizzontali a) e verticali b) variando i parametri di smorzamento D , considerando l'evento sismico 005090 Mt. Hengill Area

Appendice 9.3

(vedere § 10.7)

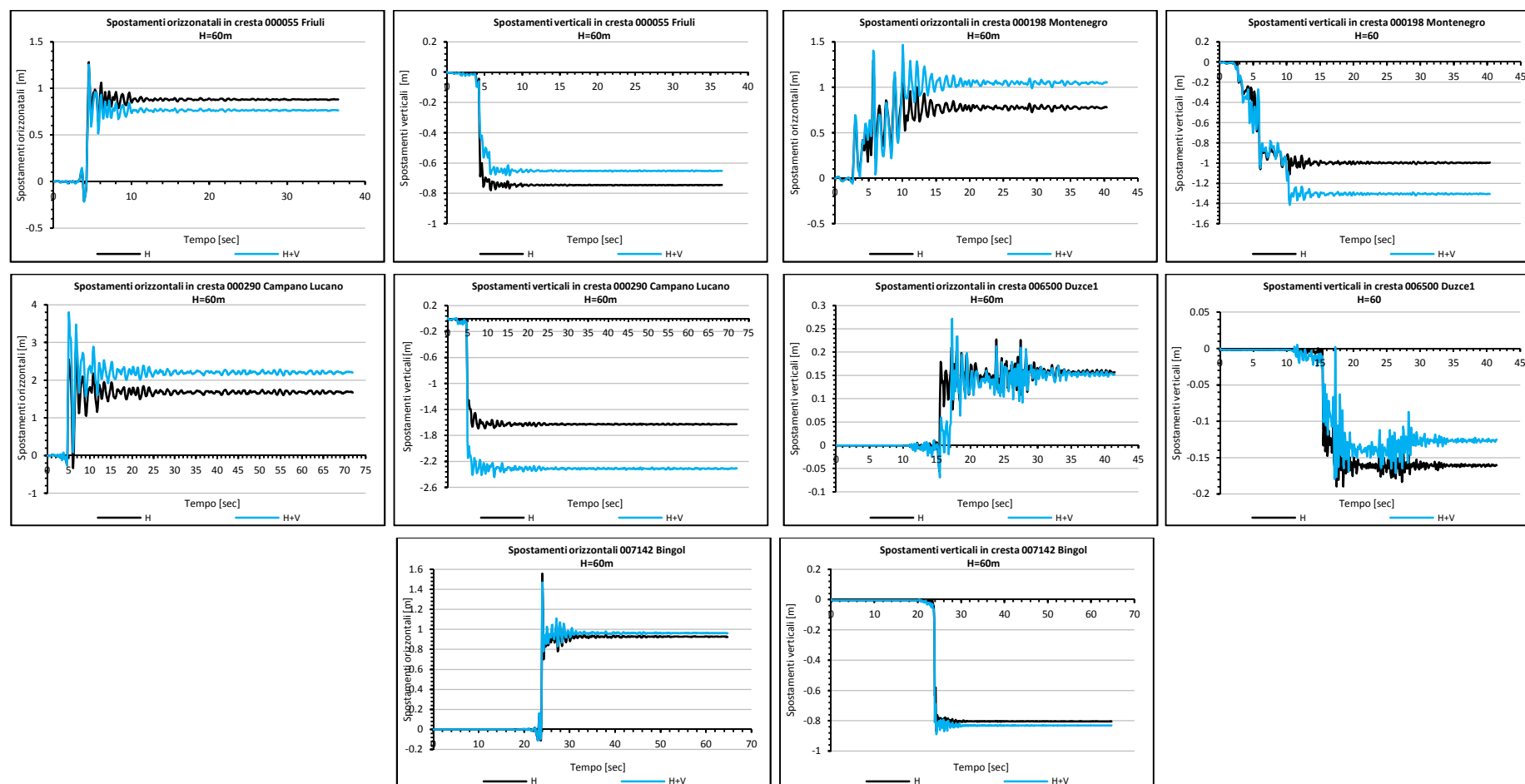


Grafico 10.105 – Andamento temporale degli spostamenti orizzontali e verticali in cresta, per i cinque eventi sismici più forti, considerando la sola componente orizzontale e la combinazione di quella orizzontale e verticale, per la configurazione di diga alta 60m

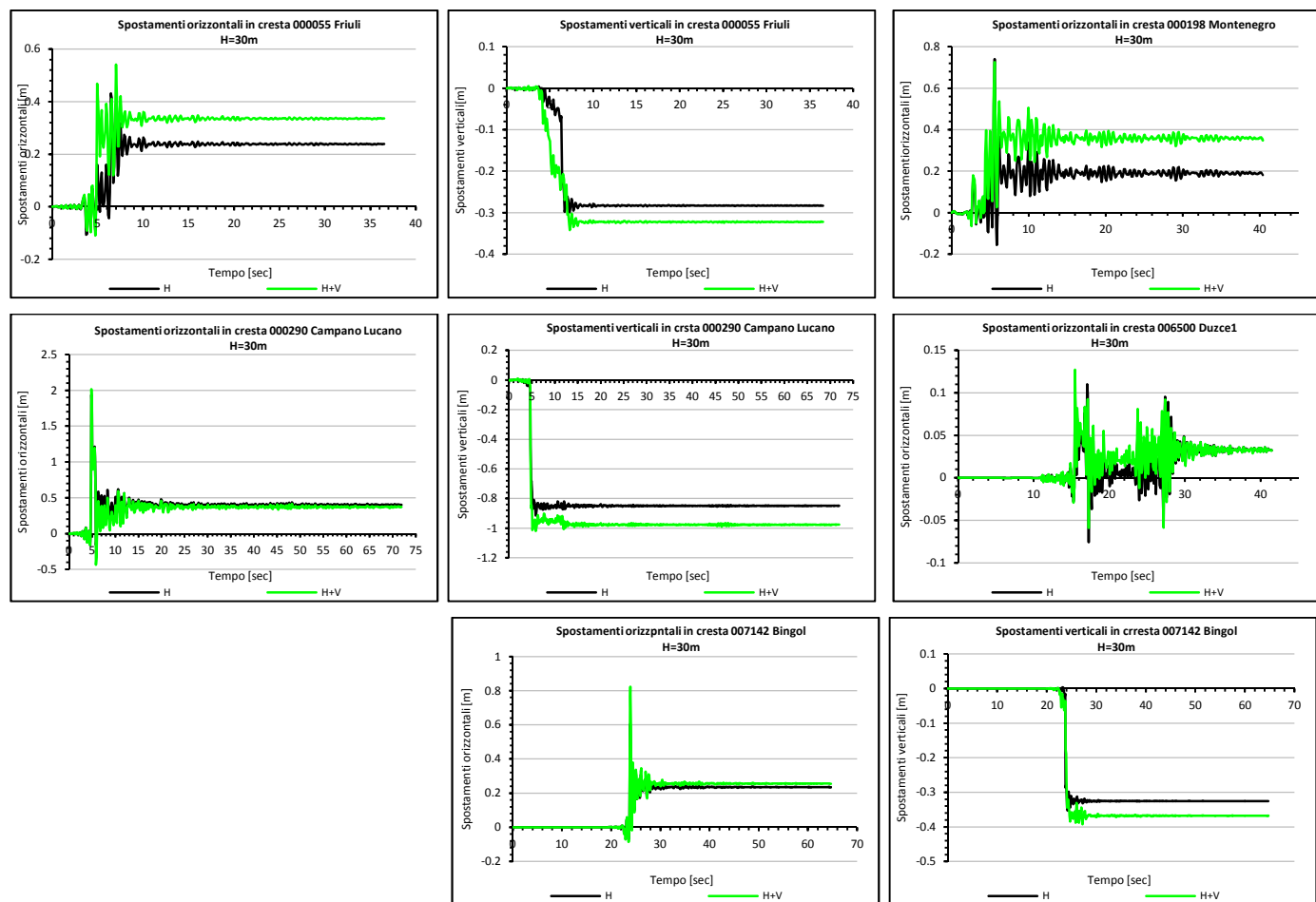


Grafico 10.106 – Andamento temporale degli spostamenti orizzontali e verticali in cresta, per i cinque eventi sismici più forti, e la combinazione di quella orizzontale e verticale, per la configurazione di diga alta 3

Capitolo XI

Conclusioni e sviluppi futuri

Lo studio in questione si era prefissato fin dal suo inizio di valutare la risposta sismica di dighe in materiali sciolti, studiando il comportamento sismico di dighe in terra zonate. L'obiettivo era quello di definire una metodologia e di condurre uno studio parametrico su un modello "ideale" di diga al fine di evidenziare i fattori maggiormente influenti sulla risposta sismica.

Si è pertanto proceduto alla localizzazione dell'opera, scegliendo di analizzare il territorio del sud Italia, con precisione il comune di Roccaforte del Greco. Questa scelta è stata fondata su una progressiva restrizione delle aree di interesse valutando l'intero territorio nazionale, che ha portato ad una prima scrematura a carattere regionale, facendo ricadere la scelta sulla Regione Calabria, che da quanto rappresentato dal database macroscopico Italiano, elaborato dall'IGNV, che riporta le intensità dei terremoti avvenuti in Italia dall'anno 1000 al 2014, presenta molteplici fenomeni sismici di elevata intensità. Entrando nel dettaglio delle mappe fornite sempre dall'IGNV, è stato valutato come le zone con maggiore pericolosità sismica, ricadevano nell'area della provincia di Reggio Calabria e con più precisione nel comune di Roccaforte del Greco sul cui territorio è ubicata la Diga in materiali sciolti del Menta.

Il passo successivo è stato quello di definire la geometria dell'opera, per la quale non avendo riscontri reali, le dimensioni dei vari elementi e le loro configurazioni sono state valutate basandosi sulle indicazioni della Normativa Italiana vigente (D.M. del 14 gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC08) e il D.M 26 Giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*), e dove non vi erano specifiche indicazioni, su dati ricavati dalla letteratura. Sono state definite quindi tre configurazioni geometriche di dighe: una alta 60m e una alta 30m, con core verticale e una alta 60m con core inclinato.

Il terzo passo è stato quello di definire le caratteristiche dei materiali costituenti il corpo diga, attraverso i modelli costitutivi e quelli dinamici. Si è scelto di selezionare attraverso diversi studi sperimentali e attraverso analisi svolte per determinare i parametri di interesse per la verifica o progettazione di dighe realmente costruite o da costruire, tutti i risultati ottenuti da tali prove per ricavare i parametri necessari per la caratterizzazione dei terreni oggetto di studio. Questo approccio ha permesso di creare un fuso di risultati, sia per i materiali utilizzabili per lo shell, sia per quelli adoperabili per la costruzione del core, definendo infine, le curve che identificano la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D , con l'ampiezza della deformazione γ , e la legge di variazione del modulo di taglio massimo G_0 in funzione della tensione efficace media σ'_m , oltre che tutti gli altri parametri necessari per lo studio.

In seguito è stato definito l'input sismico, seguendo quanto indicato dalle NTC08, tramite l'utilizzo di accelerogrammi naturali rispettando il requisito di spettro-compatibilità, ottenendo dieci eventi sismici, di cui cinque rappresentativi dello stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC) e cinque dello stato limite di esercizio di danno (SLD). Questi moti in ingresso opportunamente deconvoluti sono stati poi applicati alla base del modello determinato.

Successivamente è stato possibile definire il modello numerico, adoperando il programma GeoStudio 2007 commercializzato dalla GEO-SLOPE, assumendo: un comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente applicando una redistribuzione delle tensioni per il calcolo delle deformazioni e della rottura; una rigidezza a taglio variabile con la profondità; curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 e curve di incremento dello smorzamento D in funzione della deformazione di taglio γ ; l'accelerogramma applicato alla base del modello, considerando la componente in direzione orizzontale, e dove necessario anche quella in direzione verticale. Ai fini dell'analisi di risposta sismica locale bidimensionale, utilizzando in sequenza i codici di calcolo SEEP/W, QUAKE/W e SIGMA/W, sono state inoltre definite le condizioni al contorno, distinte per ogni singolo codice di calcolo utilizzato, è stato discretizzato il modello in elementi finiti, è stato adottato un passo temporale di lettura dell'accelerogramma pari a 0.01s, infine dopo attente riflessioni si è deciso di trascurare gli effetti idrodinamici e l'aumento della pressione interstiziale durante il moto sismico, osservando che nel caso di diga in terra zonata con nucleo centrale assimilabile a quelle oggetto di questo studio, sottoposta ad un'elevata eccitazione, si raggiungono valori bassi in termini di pressioni efficaci, quindi l'analisi numerica dinamica poteva essere effettuata in termini di tensioni totali.

Nel complesso sono state eseguite 240 analisi, i cui risultati finali sono presentati mettendo in evidenza il legame tra il rapporto di impedenza o l'intensità di Arias e l'amplificazione valutata in termini di rapporto tra l'accelerazione massima alla cresta e quella alla base dell'opera (PGA_c/PGA_b) e in termini di rapporto tra spettri di risposta, valutati come integrali alla cresta e alla base dell'opera (RS_c/RS_b). A questi risultati si aggiungo quelli espressi in tremi di spostamenti verticali e orizzontali in funzione dell'intensità di Arias.

Sono stati analizzati nell'ordine i seguenti aspetti, in modo da comprendere l'influenza sulla risposta sismica di diversi fattori quali: l'effetto del rapporto di impedenza; l'effetto dei parametri dinamici di rigidezza G/G_0 e smorzamento D dei terreni; l'effetto della geometria della diga, confrontando la configurazione con core verticale DCV e quella con core inclinato DCI; l'effetto combinato della componente orizzontale e verticale dell'input sismico per dighe di altezza pari a 60m e 30m.

Infine sono stati elaborati i risultati che hanno permesso di giungere alle seguenti conclusioni.

Valutando gli effetti dell'impedenza, considerando la combinazione dei diversi materiali costituenti lo shell e il core, sono state analizzate 16 casistiche per ogni evento sismico selezionato allo SLC e allo SLD. I risultati elaborati come rapporto (PGA_c/PGA_b) e in termini di rapporto spettrale (RS_c/RS_b) hanno generalmente mostrato la concreta influenza di

questo parametro, mettendo in evidenza una riduzione dell'amplificazione all'aumentare del rapporto di impedenza. Questa tendenza nel complesso è risultata maggiormente visibile valutando il rapporto spettrale, anche se analizzando i singoli eventi sismici è risultato più difficile ricavare una tendenza generale, aspetto questo riscontrabile anche analizzando il rapporto tra accelerazioni di picco orizzontali. Si deve tenere presente che queste analisi sono state svolte considerando un numero limitato di valori del rapporto di impedenza, oltre che da un campo limitato, compreso tra valori di 6,52 e 9,37. Ampliando il campo ed aumentando il numero di casistiche si potrebbe ricavare una tendenza più chiara.

Un altro aspetto osservabile valutando gli andamenti del rapporto tra le accelerazioni di picco orizzontali lungo l'asse medio della diga, per ogni singolo evento sismico, è l'apprezzabile variazione dell'accelerazione in cresta, soprattutto quando si passa da una diga costituita da materiali caratterizzati da una grande rigidità e da un basso smorzamento, a materiali più soffici, caratterizzati da capacità smorzanti più elevate, per i quali si verificano piccole deamplificazioni. Le amplificazioni maggiori avvengono nei casi in cui l'input è associato a quegli eventi sismici selezionati rispetto allo SLD, in cui raggiunge valori quasi 5 volte quelli di ingresso, mentre considerando gli eventi sismici riferiti allo SLC l'incremento massimo risulta circa di 4 volte quello alla base.

Per valutare gli effetti dei parametri dinamici di rigidezza e smorzamento caratterizzanti i materiali utilizzati per la costruzione della diga, sono state esaminate diverse configurazioni, mantenendo inalterata la legge di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e variando la legge di variazione dello smorzamento D , e viceversa, sia per i materiali dello shell che per quelli del core.

Analizzando i grafici in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b) si può osservare come nelle casistiche riguardanti gli eventi sismici allo SLC, il parametro maggiormente influente sulla risposta, appare essere il modulo di taglio normalizzato G/G_0 , mentre osservando le casistiche riguardanti gli SLD, risulta essere la legge di variazione dello smorzamento D . È inoltre possibile notare come le amplificazioni in termini di accelerazioni orizzontali di picco in cresta risultano maggiormente evidenziate nei casi agli SLD.

Valutando la risposta sismica della diga considerando il rapporto spettrale si può osservare un maggiore accordo tra i risultati, considerando sia le casistiche riguardanti gli eventi sismici allo SLC, sia quelle allo SLD, il parametro maggiormente influente sulla risposta risulta essere la legge di variazione dello smorzamento D . Anche in questo caso tale influenza appare rafforzarsi per eventi sismici più deboli quali quelli allo SLD, diminuendo per eventi più intensi, come quelli allo SLC, confermando quanto ricavato in precedenza in termini di rapporti tra le accelerazioni di picco orizzontali.

Nel caso in cui si voglia rappresentare la risposta sismica della diga attraverso gli spostamenti verticali valutati in cresta, in funzione dell'intensità di Arias, appare evidente come ci si aspettava, un aumento delle traslazioni verticali all'aumentare dell'intensità e come gli spostamenti verticali valutati per gli eventi allo SLD risultano modesti.

Anche in questo caso entrambi i parametri dinamici sembrano influenzare in maniera apprezzabile la risposta sismica della diga, ma ancora una volta risulta maggiormente rilevante l'influenza del parametro di smorzamento.

Un altro aspetto interessante riguarda il come le amplificazioni in termini di accelerazioni orizzontali di picco in cresta risultano maggiori nei casi agli SLD, cioè per eventi sismici meno intensi, tendenza questa, che si osserva anche valutando le amplificazioni in termini di rapporti spettrali.

L'effetto sulla risposta della geometria della diga, è stato studiato attraverso analisi svolte su due configurazioni dell'opera, una con core verticale DCV e una con core inclinato DCI, valutando la risposta in termini di accelerazioni orizzontali e di spostamenti verticali permanenti in cresta, considerando i cinque eventi sismici più intensi. Le analisi mostrano che l'influenza sulla risposta sismica di una diga con un core inclinato è minima, e non va ad alterare quella ottenuta analizzando la configurazione con un core verticale. In termini di spostamenti permanenti in cresta, solo nel caso di terremoto molto forte, caratterizzato da un elevato valore dell'intensità di Arias (558 cm/s), si hanno forti disparità tra i risultati, dove lo spostamento massimo permanente valutato in cresta per la configurazione DCI raggiunge valori quasi doppi rispetto quelli valutati per una tipologia DCV.

In seguito è stato valutato se la risposta sismica nella configurazione geometrica asimmetrica della diga DCI è influenzata dalla polarità dell'evento sismico applicato. A tal fine sono stati invertiti i picchi caratterizzanti gli accelerogrammi di input rendendo quelli positivi negativi e viceversa. I risultati ottenuti dalla ripetizione delle analisi invertendo la polarità del moto sismico in ingresso, hanno mostrato una dipendenza tra la risposta e la polarità dell'input.

Lo studio degli effetti combinati della componente orizzontale e di quella verticale del moto in ingresso è stata eseguita esaminando due tipologie di dighe, una alta 60m ed una alta 30m , entrambe con core verticale, considerando i cinque eventi sismici più intensi.

I risultati ottenuti in termini di rapporto (PGA_c/PGA_b) permettono di osservare che l'incremento del valore dell'accelerazione di picco in cresta, considerando la combinazione delle componenti rispetto al considerare la sola componente orizzontale non è significativo, rimanendo modesto per l'evento sismico più forte e riducendosi nel caso di diga alta 30m .

Analizzando gli andamenti dei rapporti tra le accelerazioni massime lungo la verticale passante per l'asse medio della diga e quella al bedrock, si osserva come le due linee rappresentati gli andamenti dei rapporti sono sempre molto prossime tra loro, e come la differenza diminuisce nei casi di diga alta 30m .

Dal confronto degli spostamenti verticali permanenti in cresta, si può osservare la scarsa influenza sulla risposta sismica nel considerare la combinazione delle componenti orizzontale e verticale, rispetto al solo considerare quella orizzontale. Il massimo divario si raggiunge nel caso di diga alta 60m , per il terremoto più forte tra i cinque considerati, caratterizzato dal massimo valore dell'intensità di Arias, pari a 558 cm/s . Questi incrementi risultano minori nel caso di diga alta 30m e sembrano influenzare sempre meno la risposta con il diminuire dell'intensità del sisma, giustificando il poter trascurare l'effetto della

componente verticale. Uno studio simile sulla risposta sismica di una diga in termini di spostamenti verticali permanenti in cresta in funzione dell'intensità di Arias, considerando gli effetti combinati delle due componenti orizzontale e verticale, è stato eseguito da Lanzo et Al. (2015b), i quali hanno studiato la risposta della diga zonata di Montedoglio, di altezza 64m, soggetta a diciotto diversi eventi sismici, caratterizzati da una bassa intensità, riscontrando incrementi rispetto al caso considerante la sola componente orizzontale, pari circa al 75%. Questi risultati appaiono in accordo con quelli ricavati da questo studio, considerando che gli eventi sismici trattati in questa sede sono caratterizzati da intensità di molto superiori rispetto quelli studiati da Lanzo et. Al., (2015), che producevano spostamenti permanenti più modesti. Si può concludere che considerando il contributo della componente verticale del moto in ingresso, si hanno generalmente delle amplificazioni della risposta sismica, ma queste risultano nella grande parte dei casi modeste. La pratica di trascurare queste componenti nelle analisi di risposta sismica per le dighe in terra, appare quindi giustificata, va però fatto notare che nel caso di eventi sismici caratterizzati da elevati livelli di eccitazione, tali effetti tendono ad amplificarsi, si può pensare quindi di tenere conto anche di queste componenti nel caso di analisi riguardanti terremoti molto forti, applicando modelli più sofisticati.

Le analisi eseguite in questo studio, sono state basate su una serie di approssimazioni, quali l'aver considerato un modello bidimensionale considerando un canyon piano, l'utilizzo di un modello lineare equivalente, l'aver trascurato le pressioni interstiziali dovute all'acqua e gli effetti idrodinamici in termini di interazione tra diga e vaso. Queste analisi possono essere quindi estese ed integrate con ulteriori indagini capaci di approfondire quegli aspetti qui non considerati. La tridimensionalità del problema può permettere di considerare le interazioni tra diga, vaso e canyon, che in alcuni casi può generare fenomeni di amplificazione della risposta sismica. L'applicazione di un modello non lineare, pur richiedendo la conoscenza di una grande quantità di parametri, permetterebbe di rappresentare al meglio la risposta sismica di una diga in terra soggetta ad un carico ciclico, considerando anche l'aumento e l'accumulo delle pressioni interstiziali, aspetto questo particolarmente importante quando si vogliono valutare fenomeni di liquefazione. Infine tenere conto degli effetti idrodinamici in termini di interazione tra diga e serbatoio, se da una lato, come osservato da vari studiosi, può risultare superfluo per queste tipologie di dighe in terra, permetterebbe di considerare che tale interazione può cambiare il periodo fondamentale della diga e l'amplificazione dell'accelerazione all'interno della struttura.

Bibliografia

- Abdel-Ghaffar A.M. & Koh A.S. (1981), *Longitudinal vibration of nonhomogeneous earth dams*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 9 (3), pp. 279-305.
- Abdel Ghaffar A.M. & Scott R.F. (1981), *Vibration tests of a full-scale earth dam*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 107(3), pp. 241-269.
- Abouseeda H. & Dakoulas P. (1996), *Response of earth dams to P and SV waves using coupled FE-BE formulation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 25, pp. 1177-1194.
- Abouseeda H. & Dakoulas P. (1998), *Non-linear dynamic earth dam-foundation interaction using a FE-BE formulation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 27, pp. 917-936.
- Abrahamson N.A. & Litehiser J.J. (1989), *Attenuation of vertical peak acceleration*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 79, pp. 549-580.
- Aghaei Araei A., Razeghi H.R., Tabatabaei S.H., Ghalandarzadeh A. (2011), *Loading frequency effect on stiffness, damping and cyclic strength of modeled rockfill materials*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 33 (2012), pp. 1-18.
- Albano M., Modoni G., Russo G., Croce P. (2012a), *Performance based seismic Analysis of an existing rockfill dam*. In: Anon-s.n., *Second international conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering*, Paper No. 9.07, pp. 1079-1090, May 28-30, 2012, Taormina (Italy).
- Albano M., Modoni G., Russo G., Croce P. (2012b), *Analisi Sismica Prestazionale di una Diga in Rockfill Esistente*, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2012 - IARG 2012, Padova, 2-4 luglio 2012.
- Aliberti D., Biondi G., Cascone E. (2015), *Verifica allo stato limite di collasso di una diga in terra zonata*, Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2015 - IARG 2015 Cagliari, 24-26 giugno 2015.
- Ambraseys N.N. (1959), *The seismic stability of earth dams*, PhD thesis, Imperial College, University of London.
- Ambraseys N.N. (1960a), *On the shear response of a two-dimensional truncated wedge subjected to arbitrary disturbance*, Bulletin of the Seismological Society of America 50(1), pp. 45-56.
- Ambraseys N.N. (1960b), *The seismic stability of earth dams*, In: *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. I, Tokyo, pp. 331-345.

- Ambraseys N.N. (1962), *The seismic stability analysis of earth dams*, In: 2nd Symposium on Earthquake Engineering, Roorkee, India.
- Ambraseys N.N. & Sarma S.K. (1967), *The response of earth dams to strong earthquakes*, Géotechnique 17 (2), pp. 181-213.
- Ambraseys N.N. & Menu J.M. (1988), *Earthquake-induced ground displacements*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 16 (7), pp. 985-1006.
- Amorosi A. & Elia G. (2008), *Analisi dinamica accoppiata della diga Marana Capacciotti*, Rivista Italiana di geotecnica 4/2008, pp. 78-96.
- Amorosi A. Boldini D. Sasso M. (2006), *Rapporto di ricerca: "Modellazione numerica del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi"* Ricerca finanziata nell'ambito dei progetti PRIN 2005 "Monitoraggio e valutazione della sicurezza nelle dighe in terra e negli argini fluviali", Unità Politecnico di Bari, PRIN 2006 "Effetti sismici sulle costruzioni in sotterraneo" Unità Università di Bologna, RELUIS "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica", Unità Politecnico di Bari.
- Anderson D.G., Richart Jr. F.E. (1976), *Effects of Straining on Shear Modulus of Clays*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102 (9), pp. 975-987.
- Andrianopoulos K.I., Papadimitriou A.G., Bouckovalas G.D., Karamitros D.K. (2013), *Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation*, Computers and Geotechnics 55 (2014), pp. 195-210.
- Arias A. (1970), *A measure of earthquake intensity*, In: R.J. Hansen, ed. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, MIT Press. Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- Arredi F. (1981), *Soluzioni utili di due problemi particolari che fanno parte della determinazione della stabilità delle dighe di materiali sciolti*, Idrotecnica n.4 (Luglio-Agosto 1981).
- ATC (1978), *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*, ATC3-06, Applied Technology Council, Palo Alto, California.
- Bacchetto A., *Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*, Adepron, Disp. Online a: http://www.ingegneriastrutturale.net/documenti/articoli/adepron13_0012.pdf. [ultimo accesso 16 Dicembre 2016]
- Banti E. (2017), *The Seismic Retrofitting of Existing Earth Dams in Italy*, PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Florence.
- Bathia S.K., Schwab J., Finn W.D.L. (1985), *The influence of static shear stress on the cyclic volume change behaviour of Ottawa sand*, In: Brebbia C.A., Cakmak A.S., Abdel Ghaffar A.M., eds., *Soli Dynamics and Earthquake Engineering*, Springer-Verlag.

- Benjamin J.R. & Associates (1988), *A criterion for determining exceedance of the Operating Basis Earthquake*, EPRI Report NP-5930, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Bharat Singh & R.S. Varshney A.A. (1995), *Engineering for Embankment Dams*. Aa Balkema Publisher, 732 pp.
- Bilotta E., Pagano L., Sica S. (2009), *Effect of ground-motion asynchronism on the equivalent acceleration of earth dams*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30 (2010), pp. 561-579.
- Bolt B.A. (1969), *Duration of strong motion*, Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp. 1304-1315.
- Boore D.M. (1983), *Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 73, pp. 1865-1884.
- Brahtz H.A. & Heilbron C.H. (1933), *Discussion on Water pressure on dams during earthquake by H.M. Westergaard*, Transaction ASCE, Vol. 98
- Bratu C. (1967), *L'action hydrodynamique sur les brrages construits en régions séismiques*, X Convegno di idraulica e Costruzioni Idrauliche, Cagliari, Febbraio 1967.
- Bray J.D. & Travasarou T. (2007), *Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 133 (4), pp. 381-392.
- Brune J.N. (1970), *Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes*, Journal of Geophysical Research, Vol. 75, pp. 4997-5009.
- Brune J.N. (1971), *Correction*, Journal of Geophysical Research, Vol. 76, p. 5002.
- Bureau G., Volpe R., Roth W., Udaka T. (1985), *Seismic analysis of concrete face rockfill dams*. In: *Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance*, ASCE, p. 479-508.
- Bustamante J.I., Rosenblueth E., Herrera I., Flores A. (1963), *Presion hidrodinamica en presas y depositos*, Boletin Socedad Mexicana de Ingenieria Sismica, Vol.1, no.2 (October 1963).
- Calza L. (2007), *Le Dighe in terra e il bacino dell'Alento*. Edizioni dell'Asterisco, Agropoli, pp. 12-26.
- Campbell K.W. (1985), *Strong ground motions attenuation relations: A ten-year perspective*, Earthquake Spectra, Vol. 1, No. 4, pp. 759-804.

- Cascone E. & Rampello S. (2003). *Decoupled seismic analysis of an earth dam*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23 (5), pp. 349-365.
- Chakrabarti P. & Chopra A.K. (1973), *Earthquake analysis of gravity dams, including hydrodynamic interaction*, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol.2.
- Chopra A.K. (1966), *Earthquake effects on dams*, PhD thesis, University of California, Berkeley.
- Chopra A.K. (1967a), *Earthquake response of earth dams*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 93 (SM2), pp. 1399-1412.
- Chopra A.K. (1967b), *Reservoir-dam interaction during earthquakes*, Bulletin of the Seismological Society of America, 57(4), pp. 675-687.
- Chopra A.K. (1967c), *Hydrodynamic pressure on dams during earthquake*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, December 1967.
- Chopra A.K. (1968), *Earthquake Behavior of Reservoir-Dam Systems*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 94(6), pp. 1475-1500.
- Chopra A.K. (1970), *Earthquake response of concrete gravity dams*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, (August 1970).
- Chopra A.K., Dibaj M., Clough R.W., Penzien J. Seed H.B. (1960), *Earthquake analysis of earth dams*, In: *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago.
- Chopra A.K. & Zhang L. (1991), *Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams*, Journal of Structural Engineering, ASCE 117 (12), pp. 3698-3719.
- Chunhsien W., Chihkuan N., Honyim K. (2009), *Seismic response of an earth dam: finite element coupling analysis and validation from centrifuge tests*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 2009 1 (1), pp. 56-70.
- Chwang A.T. & Housner G.W. (1978), *Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes*, Part 1, Momentum method, Journal of Fluid Mechanics, 87(2), pp.335-341.
- Chwang A.T. (1978), *Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes*, Part 2. Exact theory, Journal of Fluid Mechanics, 87(2), pp. 343-348.
- Clough R.W. & Chopra A.K. (1966), *Earthquake stress analysis in earth dams*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE 92 (EM2), pp. 1399-1412.
- Clough R.W. & Penzien J. (1975), *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, New York, 634 pp.
- Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe (2014), *Riabilitazione delle dighe*, Osservatorio Permanente Rapporto Maggio 2014, ITCOLD, 2014, 13 pp.

Consorzio della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, ReLUIs. Disponibile online a: <http://www.reluis.it/> [ultimo accesso 28 Dicembre 2016]

Crespellani T., Facciorusso J. (2010), *Dinamica dei Terreni per le applicazioni sismiche*. Collana di geotecnica e ingegneria geotecnica Vol. 1, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 355 pp.

Crespellani T., Facciorusso J., Madiati C., Simoni G. (2008), *Caratterizzazione dinamica dei terreni di Senigaglia e analisi della risposta sismica locale*, In: Mucciarelli A. e Tiberi P.P. eds., *Scenari di pericolosità sismica della fascia costiera marchigiana: la microzonazione sismica di Senigaglia*, Regione Marche, Tecnoprint srl, Ancona, cap. 5.

CSLLPP (2009), Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008*, Consiglio Superiore Lavori Pubblici.

Dakoulas, P., & Gazetas, G. (1985a), *Nonlinear response of embankment dams*. Proceedings of the 2nd International Conference in Soil dynamics and earthquake engineering. 5, pp. 29-44. Springer-Verlag.

Dakoulas, P. & Gazetas G. (1985b), *Seismic shear vibration of embankment dams in semi-cylindrical valleys*, Earthquake engineering and structural dynamics., 1985, 14, pp. 19-40.

Dakoulas, P., & Gazetas, G. (1986), *Seismic lateral vibration of embankment dams in semi-cylindrical valleys*. Earthquake engineering and structural dynamics (14), pp. 19-40.

Dakoulas, P., & Hsu. (1995), *Response of earth dams subjected to P and SV waves using a coupled finite element - boundary element formulation*. Journal of engineering mechanics, ASCE, 120(3), pp. 379-391.

Dakoulas, P. (1993), *Earth Dam-Canyon Interaction Effects for Obliquely Incident SH Waves.*, J. Geotech. Engrg., 10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:11(1696), pp. 1696-1716.

De Martino G. & Giugni M. (1982a), *Effetti idrodinamici sulle dighe di sbarramento durante terremoti*, Giornale del Genio Civile. Fasc.4-5-6 Aprile/Giugno 1983.

De Martino G. & Giugni M. (1982b), *Azioni idrodinamiche indotte da moti sismici su strutture idrauliche*, Giornale del Genio Civile. Fasc.1-2-3 Gennaio/Marzo 1983.

Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Descrizione del rischio sismico. Disponibile online a: http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp?sessionId=D6C7398EB2E04B566D9839192F04C0B7.worker1 [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Rischio Sismico. Disponibile online a: http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/rischio_sismico.wp [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri, Terremoti. Disponibile online a: <http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/terremoti.wp> [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Dobry R., Ladd R.S., Yokel F.Y., Chung R.M., Powell D. (1982), *Prediction of Pore Water Pressure Build-Up and Liquefaction of Sands during Earthquakes by the Cyclic Strain Methods*, Building Science Series 138, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce.

Eatock Taylor R. (1981), *A review of hydrodynamic load analysis for submerged structures exited by earthquake*, Engineering Structures, Vol.3 n.3 (July 1981).

Finn W. (1988), *Dynamic analysis in geotechnical engineering*. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, II, pp. 523-592.

Finn W., Lee K., Maartman C., Lo R. (1978), *Cyclic pore pressures under unisotropic conditions*. Proceedings of the ASCE Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1, pp. 457-491. New York.

Garrubba P., Maugeri M. (1988), *Determinazione delle proprietà dinamiche di un'argilla mediante prove di colonna risonante*, Associazione geotecnica italiana, RIG 1988 2 101-113 disponibile online a: associazionegeotecnica.it/sites/default/files/rig/RIG_1988_2_101.pdf [Ultimo accesso 17 Dicembre 2016]

Gazetas G. (1985), *Seismic response of earth dams: some recent developments*, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 6(1), State of the Art issue, pp. 1-47. Presented at the 2nd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28 June/3 July 1985.

Gazetas G. (1981a), *Longitudinal vibrations of embankment dams*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107 (1), pp. 21-40.

Gazetas G. (1981b), *Vertical oscillations of earth and rockfill dams: Analysis and field observation*, Soils & Foundations, 21 (4), pp. 56-68.

Gazetas, G. (1987), *Seismic response of earth dams: some recent developments*. Soil Dynamics and Earthquake engineering, 6(1), pp. 2-47.

Gazetas G. & Dakoulas P. (1991), *Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 11 (1992), pp. 27-61.

GEO-SLOPE International, Ltd. (2008), *Dynamic Modeling with QUAKE/W 2007*, An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008.

GEO-SLOPE International, Ltd. (2008), *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*, An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008.

GEO-SLOPE International, Ltd. (2008), *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007*, An Engineering Methodology, Third Edition, March 2008.

Geostru 2017, Diga del Menta, Aspromonte (RC), Design. Disponibile online a: <http://www.geostru.eu/it/portfolio/diga-del-menta-aspromonte/>. [ultimo accesso 07 Febbraio 2017]

Google Maps 2017a, Landsat/Copernicus, Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO, Dati cartografici. Disponibile online a: <https://www.google.it/maps/@38.9680095,16.2313645,258940m/data=!3m1!1e3?hl=it> [ultimo accesso 07 febbraio 2017]

Google Maps 2017b, DigitalGlobe, Data SIO, NOAA, U.S. Navy, NGA, GEBCO, Dati cartografici. Disponibile online a: <https://www.google.it/maps/@38.1482243,15.6506159,38522m/data=!3m1!1e3?hl=it> [ultimo accesso 07 febbraio 2017]

Google Maps 2017c, DigitalGlobe, Google, Dati cartografici. Disponibile online a: <https://www.google.it/maps/@38.1193768,15.898528,3184m/data=!3m1!1e3?hl=it>. [ultimo accesso 07 febbraio 2017]

Griffiths D.V. & Prevost J.H. (1988), *Two and three-dimensional dynamic finite element analyses of the long valley dam*, Géotechnique 38 (3), pp. 367-388.

Hall J.F. & Chopra A.K. (1980), *Dynamic response of embankment, concrete-gravity and arch dams including hydrodynamic interaction*, Technical Report EERC-80/39, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.

Hall J.F. & Chopra A.K. (1982a), *Hydrodynamic effects in earthquake response of embankment dams*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108(GT4), pp. 591-597.

Hall J.F. & Chopra A.K. (1982b), *Hydrodynamic effects in the dynamic response of concrete gravity dams*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10(2), pp. 333-345.

Hall J.F. & Chopra A.K. (1982c), *Two-dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10(2), pp. 305-302.

Hanks T.C. (1982), f_{max} , Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 72, pp. 1867-1879.

Hanks T.C. & McGruie R.K. (1981), *The characters of high-frequency strong ground motion*, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 71, pp. 2071-2095.

- Hardin B.O. (1978), *The Nature of Stress-Strain Behaviour for Soils*, Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, California 19-21 June 1978, pp. 3-89.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972a), *Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 98 (SM6), pp. 603-624.
- Hardin B.O., Drnevich V.P. (1972b), *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 98 (SM7). Pp. 667-692.
- Hatanaka M. (1952), *Three-dimensional consideration on the vibration of earth dams*, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 37 (10), pp. 305-302.
- Hatanaka M. (1955), *Fundamental consideration on the earthquake resistant properties of the earth dam*, Technical Report Bulletin 11, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.
- Hatanaka M., Suzuki Y., Kawasaki T., Endo M. (1988), *Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel*, Soils and Foundations, 28 (4), pp. 57-68.
- Housner G.W. (1957), *Dynamics pressure on accelerated fluid containers*, Bulletin of the Seismological Society of America.
- Housner G.W. (1959), *Behavior of structures during earthquakes*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, No. EM14, pp. 109-129.
- Hsu C., Vucetic M. (2004), *Volumetric Threshold Shear Strain for Cyclic Settlement*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (1), pp. 58-70.
- Hynes-Griffin M. & Franklin A. (1984), *Rationalizing the Seismic Coefficient Method*, Miscellaneous Paper GL, pp. 84-13, Department of the Army, US Army Corps of Engineers, Washington DC.
- Idriss, I.M. (1990), *Response of Soft Soil Sites during Earthquakes*, Proceedings, Memorial Symposium to honor Professor Harry Bolton Seed, Berkeley, California, Vol. II, May, pp. 273-289.
- Idriss I.M., Dobry R., Singh R.D. (1978), *Nonlinear Behaviour of Soft Clays During Cyclic Loading*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104 (GT12), pp. 1427-1447.
- Idriss I., Lysmer J., Hwang R., Seed H. (1983), *QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures*, Report No. UCB/EERC-73/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 79 pp.

Idriss I.M. & Sun J.I. (1992), *SHAKE91: A computer program for conducting equivalent-linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits*, Technical report, University of California, Davis.

Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). *REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339–362.

Imazu M., Fukutake T. (1986), *Dynamic deformation characteristics of sandy materials*, Proceedings of 21st Annual Conference of JSSMFE, pp. 509-512.

INGAM.COM - 2009-2016, Le dighe, Disponibile Online a: <http://www.ingam.com/dighe/le-dighe.html>, [ultimo accesso 19 Novembre 2016]

Indian Standard (1975), *Criteria for earthquake resistant design of structures*, Third Revision

Isenhowe W.M., Stokoe K.H. (1981), *the strain-rate dependent shear modulus of San Francisco bay mud*, Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri Rolla, St. Louis, pp. 597-602

Ishibashi I. (1992), *Discussion to "Effect of soil plasticity on cyclic response" by M. Vucetic and R. Dobry*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118 (5), pp. 830-832.

Ishibashi I., Zhang X. (1993), *Unified dynamic shear modulus and damping ratios of sand and clay*, Soils and Foundations, 33 (1), pp. 182-191.

Ishihara K. (1996), *Soil behavior in Earthquake Geotechnics*, Clarendon Press, Oxford

Ishihara K., Tatsuoka F., & Yasuda S. (1975), *Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses*. Soils and foundations, 15(4), pp. 85-100.

Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGVterremoti, I terremoti in Italia, Disponibile online a: <https://ingvterremoti.wordpress.com/i-terremoti-in-italia/> [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, CPTI15 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015, Disponibile online a: http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, DBMI15 Database Macrosismico Italiano 2015, Disponibile online a: http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, I dati online della pericolosità sismica in Italia, Disponibile online a: <http://esse1.mi.ingv.it/> [ultimo accesso 28 Dicembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, Mappe interattive di pericolosità sismica. Disponibile online a: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> [ultimo accesso 28 Dicembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, Pericolosità sismica, Disponibile online a: <http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/> [ultimo accesso 14 Novembre 2016]

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Sezione di Milano, Zone sismiche, Visualizzazione dei valori di pericolosità sismica, Disponibile online a: http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/consultazione_005.html [ultimo accesso 15 Novembre 2016]

Iwasaki T., Tatsuoka F., Takagi Y. (1978), *Shear modulus of sands under torsional shear loading*, Soils and Foundations, 18 (1), pp. 39-56.

Jappelli R. (2002), *Le costruzioni geotecniche per le grandi dighe in Italia*. In: RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA 2/2003 - Terza Conferenza "Arrigo Croce", pp.17-78. Roma il 12 dicembre 2002

Jennings P.C. (1985), *Ground motion parameters that influence structural damage*, In: R.E. Scholl and J.L. King, eds, *Strong Ground Motion Simulation and Engineering Applications*, EERI Publication 85-02, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Joyner W.B. & Boore D.M. (1988), *Measurements, characterization, and prediction of strong ground motion*, In: *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, new York, pp. 43-102.

Katayama I., Fukuio F., Goto M., Makihara Y., Tokimtsu K. (1986), *Comparison of dynamic deformation characteristics of dense sand between undisturbed and disturbed samples*, Proceedings of the Annual Conference of JSSMFE, pp. 583-585 (in Japanese).

Kennedy R.P. (1980), *Ground motion parameters useful in structural design*, presented at the Conference of Evaluation of regional Seismic Hazards and Risk, Santa Fe, New Mexico.

Khoury N.Q. (1984), *Dynamic properties of soils*, Master Thesis, Department of Civil Engineering, Syracuse University.

Kim D.S., Kim N.R, Choo Y.W. Cho G.C. (2013), *A newly developed state of the art geotechnical centrifuge in Korea*, KSCE Journal of Civil Engineering, 17(1), pp. 77-84.

Kim M.K., Lee S.H., Choo Y.K., Kim D.S. (2011), *Seismic behaviors of earth-core and concrete-faced rock-fill dams by dynamic centrifuge tests*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31 pp. 1579–1593.

- Kim T.C., Novak M. (1981), *Dynamic Properties of some cohesive soils of Ontario*, Canadian Geotechnical Journal, 18 (3), pp. 371-389.
- Kokusho T. (1980), *Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide range*, Soils and Foundations, 20 (2), pp. 45-60.
- Kokusho T., Yoshida Y., Esashi Y. (1982), *Dynamic properties of soft clay for wide strain range*, Soils and Foundations, 22 (4), pp. 1-18.
- Kondberg R.L. & Zelasko J.S. (1963), *A hyperbolic stress-strain formulation of sands*, Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, pp. 289-324.
- Kotsubo S. (1969), *Dynamic Water Pressure on Dam due to Irregular Earthquake*, Memoirs Faculty of Engineering, Kyushu University Fukuoka, Japan, Vol. 18, n.4.
- Kottke A.R., Wang X. Rathje E.M. (2013), *Technical Manual for Strata*, Geotechnical Engineering Center Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, University of Texas, October 2013, 89 pp.
- Kovacs W.D. & Leo E. (1981), *Cyclic simple shear of large-scale sand samples: effect of diameter to height ratio*, Proceedings of the International Conference On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. University of Missouri-Rolla, Mo., Vol. 3, pp. 897-907.
- Kramer S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp.
- Krinitzsky E.L. & Chang, F.K., (1979), *Specifying peak motions for design earthquakes*. SOA for Assessing Earth. Hazards in the U.S., paper S-73-1, U.S. Army Corps of Eng., Vicksburg, Mississippi.
- Krinitzsky E.L. & Chang F.K. (1987), *Parameters for specifying intensity-related earthquake ground motions*, Miscellaneous Paper S-73-1, report 25, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 43 pp.
- Kuhleimeyer R. & Lysmer J. (1973), *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, 99(SM5), pp. 421-427.
- Kulmaci P.P. (1963), *L'hydrodynamique des constructions hydrotechniques*, Ed. de l'Academie de Sciences d'U.R.S.S., Moscú 1963.
- Kulmaci P.P. (1964), *Méthode pratique pour la détermination de l'action de l'eau sur les constructions hydrotechniques massives, soumises aux oscillations*, Revue de l'Institut National pour la Recherche Scientifique, V.E. Vedeev, n.74, Moscú 1964.

Lai C.G., Foti S., Rota M. (2009), *Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione*, IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Maggioli Editore, Pavia, Italy

Lanzo G., Pagliaroli A., Scasserra G. (2015a), *Selection of ground motion time histories for the nonlinear analysis of earth dams*, The authors and ICE Publishin, Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, doi:10.1680/ecsmge.60678, pp. 2013-2036.

Lanzo G., Pagliaroli A., Scasserra G. (2015b), *Effects of Ground Motion Characteristics on Seismic Response of Earth Dams: Some Remarks on Duration Parameters and Vertical Shaking*, SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World 9-10 July 2015, Cambridge UK.

Lee C.W., Park S.Y., Oh H.M., Kim Y.S. (2015), *Numerical Simulation on Seepage and Seismic Behaviors of Poorly-Compacted Raised Reservoir Levee*, Journal of the Korean Society of Agricultural Engineers, Vol. 57, No. 4, pp. 85-99, July 2015.

Lemos L.J.L., Coelho P.A.L.F. (1991), *Displacements of slopes under earthquake loading*, Proceedings of the Second International Conference On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri Rolla, St. Louis, pp. 1051-1056

Love A.E.H. (1911), *Some problems of geodynamics*, University Press, Cambridge.

M.LL.PP. (2008), D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

M.LL.PP. (2014), D.M. 26 Giugno 2014, *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)* - Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Madai C., Gargini E. (n.d.), *Richiami di teoria di propagazione delle onde sismiche*, Università degli Studi di Firenze, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Sezione Geotecnica. [PDF] Disponibile online a: http://people.dicea.unifi.it/clau/5%20Richiami%20propagazione%20sismiche%20%20AA-2012_13.pdf [ultimo accesso 24 Gennaio 2017].

Makdisi F.I. & Seed H.B. (1978), *Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 104 (7), pp. 849-867.

Martin G.R., Finn W.D.L., Seed H.B. (1975), *Fundamental of liquefaction under cyclic loading*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (GT5), pp. 324-438.

Masing G. (1926), *Eigenspannungen und Verfertigu beim Messingng*, Proceedings of the 2nd International Congress on Applied Mechanics, Zurich.

Mazzotta S., Aprilini G., Chiarolla D., Greco A., Maistri A. (2008), *Registro italiano dighe: Ricostituzione in ente pubblico*, Dossier sul RID, Cisl Fp, Ministero delle infrastrutture e trasporti, ex Rid, EPS Cisl Funzione Pubblica, Roma, 25 settembre 2008

Meletti C. (2007), *Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi*, Tratto da Progetto S1: (<http://esse1.mi.ingv.it>).

Mendoza M.J., Auvinet G. (1988), *The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behaviour of building foundations in Mexico City*, *Earthquake Spectra*, 4 (4), pp. 835-852.

Micheletti F. (2008), *Il calcolo dello Spettro di Risposta Elastico*. Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Firenze.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche, Definizioni dei principali elementi di una diga, Disponibile online a: <http://www.registroitalianodighe.it/formazione/defi.html> [ultimo accesso 19 Novembre 2016]

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche, Le grandi dighe italiane, Disponibile online a: <http://www.registroitalianodighe.it/> [ultimo accesso 04 Febbraio 2017]

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche, Ufficio tecnico per le dighe di Palermo - Sezione distaccata di Cosenza. Disponibile a: <http://www.registroitalianodighe.it/imagemap/Catanzaro.html#>. [ultimo accesso 07 Febbraio 2017]

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Direzione Generale per le Dighe e le Infrastrutture idriche ed elettriche, Informazioni di dettaglio sulle dighe della selezione, Ufficio periferico : Catanzaro. Disponibile online a <http://www.registroitalianodighe.it/maps/rptDigheUP.asp?UP=UPCZ&UPNOME=CATANZARO>. [ultimo accesso 07 Febbraio 2017]

Mononobe N., Takata A., Matumura M. (1936), *Seismic stability of the earth dam*, Transactions of the 2nd Congress on Large Dams, Washington D.C. 4, pp. 435-444.

Mu-Kwang K., Sei-Hyun L., Yun W.C., Dong-Soo K. (2011). *Seismic behaviors of earth-core and concrete-faced rock-fill dams by dynamic centrifuge tests*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (2011), pp. 1579-1593.

Nahhas T.M. (1987), *Dynamics of earth dams*, PhD thesis, University of Southern California, Los Angeles.

Nath B. (1969), *Hydrodynamic pressure on high dams due to vertical earthquake motions*, Proceedings Institute of Civil Engineers London (March 1969).

- Newmark, N.M (1965), *Effects of earthquakes on dams and embankments*, Géotechnique 15 (2), pp. 139-160.
- Newmark N.M. & Hall W.J. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 103 pp.
- Nuttli O.W. (1979), *The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude*, Miscellaneous Paper S-73-1, Report 16, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 74 pp.
- Okamoto S. (1973), *Introduction to Earthquake Engineering*, University of Tokyo Press.
- Ordaz M., DEGTRA Cenapred. Unam.
- Ordaz M., Castellanos F., Zapata A., *Universidad Nacional Autónoma de México Instituto de Ingeniería-IIUNAM. Manula de Uso del Programa DEGTRA A4*. Tornado de la opeión AYUDA del programa DEGTRA A4 Ver 5.4. Editado por: Fernando Lázares pp.1-25, Disponibile online a: <http://es.slideshare.net/claudioorerojas/manual-degtra> [ultimo accesso 9 Gennaio 2017]
- Papageorgiou A.S. & Aki K. (1983), *A specific barrier for the quantitative description of inhomogeneous faulting and the prediction of strong ground motion. II. Applications of the model*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 73, pp. 953-978.
- Papalou A., & Bielak J. (2001), *Seismic elastic response of erath dams with canyon interaction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE, pp. 446-453.
- Papalou A., & Bielak J. (2004), *Nonlinear seismic response of earth dams with canyon interaction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 103-110.
- Park S.Y., Chang S.H., Lim H.T., Kim J.M., Kim Y.S. (2016a), *Seismic Behavior of Deterioration Reservoir Embankment Using Dynamic Centrifugal Model Tests*, Journal of the Korean Society of Agricultural Engineer, Vol. 58, No. 3, pp. 91-100.
- Park S.Y., Chang S.H., Lim H.T., Kim J.M., Kim Y.S. (2016b), *Behavior of seepage and seismic for the deterioration reservoir using numerical analysis*, Journal of the Korean Society of Agricultural Engineering, Vol. 58, No. 3, pp. 81-90.
- Pelecanos L., (2013), *Seismic response and analysis of earth dams*, PhD thesis, Imperial College London.
- Pelecanos L., Kontoe S., Zdravkovic L. (2016), *Dam–reservoir interaction effects on the elastic dynamic response of concrete and earth dams*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol. 82, March 2016, pp. 138–141.
- Potts D.M. & Zdravković L. (1999), *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory*, Thomas Telford, London.

- Poulos H.G. (1988), *Marine Geotechnics*, Unwin Hyman Ed., London.
- Prevost J.H., Abdel-Ghaffar A.M., Lacy S.J. (1985), *Nonlinear Dynamic Analyses of an Earth Dam*, Journal of Geotechnical Engineering, 111 (7), pp. 882-897.
- Protezione Civile Calabria, Rischio sismico, Disponibile online a: <http://www.protezionecivilecalabria.it/index.php/i-rischi-in-calabria/il-rischio-sismico> [ultimo accesso 15 Novembre 2016]
- Ramberg W. & Osgood W.R. (1943), *Description of stress-strain curves by three parameters*, Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics. Washington D.C.
- Rampello S., Cascone E., Grosso N. (2008), *Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29 (2009), pp. 782–798.
- Rathje E.M. & Bray J.D. (1999), *An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures*, Canadian Geotechnical Journal 36, pp. 72-87.
- Rayleigh L. (1985), *On waves propagated along the plane surface of an elastic solid*, Proceedings of Mathematical Society of London, Vol. 17, pp.4-11.
- Regolamento Italiano Dighe (1959), D.P.R. 1° Novembre 1959 n°1363.
- Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B., Daily W.D.III (1998), *Shear modulus and damping relationships for gravels*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (5), pp. 396-405.
- Saleh S. & Madabhushi S.P.G. (2010), *Hydrodynamic pressures behind flexible and rigid dams*, Dams & Reservoirs, 20(2), pp. 73-82.
- Sarma S.K. (1973), *Stability analysis of embankments and slopes*, Géotechnique 23 (3), pp. 423-433.
- Sarma S.K. (1975), *Seismic stability of earth dams and embankments*, Géotechnique 27 (4), pp. 743-761.
- Sarma S.K. (1979), *Stability analysis of embankments and slopes*, Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 105 (GT5), pp. 1511-1524.
- Schettino A. (2007), *Lezioni di Sismologia*, Università di Camerino. [PDF] disponibile online a: <http://docenti.unicam.it/tmp/204.pdf> [ultimo accesso 2 Gennaio 2017]
- Schnabel P., Lysmer J., Seed H.B. (1970), *SHAKE: A computer program for the earthquake response for horizontally layered sites*, Technical Report EERC 72-2, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- Seed H.B. (1967), *Earthquake-resistant design of earth dams*, Canadian Geotechnical Journal 4(1), pp. 1-27.

- Seed H.B. (1973), *Stability of earth and rockfill dams during earthquakes*, In: Hirschfeld & H. Poulos, eds, *Embankment - Dam Engineering*, John Wiley.
- Seed H., Pyke R., Martin G. (1975), *Analysis of the effect of Multi-Directional Shaking on the Liquefaction Characteristics of Sands*. Report No. EERC 75-41, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Seed H., Martin P., Lysmer J. (1976), *Pore pressure changes during earthquakes*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, GT4, pp. 323-346.
- Seed H., Seed R., Lai S., Khamenehpour B. (1985). *Seismic design of concrete faced rockfill dams* Proceedings of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-design, Construction and Performance, p. 459-478.
- Seed H.B. & Martin G.R. (1966), *The seismic coefficient in earth dam design*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM3), pp. 25-58.
- Seed H.B., Lee K.L., Idriss I.M. (1969), *Analysis of Sheffield dam failure*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 95 (SM6), pp. 1453-1490.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1970), *Soil moduli and damping factors for Dynamic Response Analyses*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report N. EERC 70-10.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1982), *Ground motions and soil liquefaction during earthquake*, Earthquake Engineering Research Center, Monograph, University of California, Berkeley.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. (1986), *Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils*, Journal of Geotechnical Engineering, 112 (11), pp. 1016-1032.
- Shibata T. & Solearno D.S. (1975), *Stress-Strain Characteristics of Sands under Cyclic Loading*, Proceedings of Japanese Society of Civil Engineers, N. 239 (in Japanese).
- Sica S., Pagano, L. Modaressi A. (2008), *Influence of past loading history on the seismic response of earth dams*, Computers & Geotechnics 35, pp. 61-85.
- Selçuk M.E. & Terzi N.U. (1996), *Seismic Response of Ambar Dam to Recorded Earthquake*, International Journal of Advanced Research (2015), Vol. 3, Issue 11, pp. 979 -994.
- Singh R.D., Kim G.H., Caldwell S.R. (1978), *Properties of clays under cyclic loading*, Proceedings of the 6th Symposium on Earthquake Engineering, University of Roorkee, Vol. 1, pp. 107-102.
- Smerzini C., Paolucci R. (2011), *SIMBAD: a database with Selected Input Motions for displacement-Based Assessment and Design – 1st release*. Report of DPC-ReLUIIS 2010-2013 project (http://wpagina.unina.it/iuniervo/SIMBAD_Database_Polimi.pdf).

- Smerzini C., Paolucci R., Galasso C., Iervolino I. (2012), *Engineering ground motion selection based on displacement-spectrum compatibility*, In: *Proc of. 15WCEE*, Lisboa, PT. Paper No. 2354.
- Spyrakos C.C. & Beskos D.E. (1986), *Dynamic response of flexible strip foundations by boundary and finite elements*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 5, pp. 84-96.
- Stephens T. (2010), *Manual on small earth dams: A guide to siting, design and construction*, FAO.
- Terzaghi K. (1950), *Mechanism of landslides*. Application of Geology to Engineering Practice, New York: Geological Society of America, pp. 83-123.
- Trifunac M.D. & Brady A.G. (1975a), *On the correlation of seismic intensity with peaks of recorded strong ground motion*, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 65, pp. 139-162
- Trifunac M.D. & Brady A.G. (1975b), *A study of the duration of strong earthquake ground motion*, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 65, pp. 581-626.
- tuttitalia.it, Roccaforte del Graco. Disponibile online a: <http://www.tuttitalia.it/calabria/35-roccaforte-del-greco/> [ultimo accesso 24 Novembre 2016]
- van Genuchten, M. Th. (1980), *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. *Soil Science Society of America Journal* 44 pp. 892-898.
- Vanmarcke E.H. (1976), *Structural response to earthquakes*, Chapter 8, In: C. Lomnitz & E. Rosenblueth, eds., *Seismic Risk and Engineering Decisions*, Elsevier, Amsterdam, pp. 287-338.
- Vanmarcke E.H. (1979), *SOA for assessing earthquake hazards in the United States: representation of earthquake ground motion: scaled accelerograms and equivalent response spectra*. Miscellaneous paper S-73-1, Report 14, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Viktorov I.A. (1967), *Rayleigh and Lamb Waves: physical theory and applications*. Plenum Press, New York.
- Von Estorff O. & Kausel E. (1989), *Coupling of boundary and finite elements for soil structure interaction problems*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 18, pp. 1065-1075.
- Vrymoed J. (1981), *Dynamic FEM model of Oroville dam*, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107 (GT8), pp. 1057-1077.
- Vucetic M. (1994), *Cyclic threshold shear strains in soils*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 120 (12), pp. 89-107.

- Vucetic M., Dobry R. (1991), *Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 117 (1), pp. 87-107.
- Yang C.Y. (1986), *Random Vibration of Structures*, John Wiley and Son. New York, 295 pp.
- Yegian M.K., Marciano E., Ghahraman V.G. (1991), *Earthquake-induced permanent deformations: a probabilistic approach*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (1), pp. 35-50.
- Yokota K., Imai T., Konno M. (1981), *Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests*. Tokyo OYO Technical Reports, no.3, pp. 13-37.
- Yuzhen Y., Liquan X., Bingyin Z. (2005), *Stability of earth-rockfill dams: Influence of geometry on the three-dimensional effect*, Computers and Geotechnics 32 (2005), pp. 326-339.
- Westergaard H.M. (1933), *Water pressures on dams during earthquakes*, Transactions American Society of Civil Engineering (November, 1933)
- Wolf J.P. (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice Hall, Inglewood Cliffs, New Jersey, pp.466.
- Woods R.D. (1968), *Screening of Surface Waves in Soils*, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94 (SM4), pp. 951-979.
- Woodward P.K., Griffiths D.V. (1996), *Influence of viscous damping in the dynamic analysis of an earth dam using simple constitutive models*. Comput Geotech vol.19, no.3, pp. 245-263.
- Zangar C.N. & Haefeli R.J. (1952), *Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shock on dams*, Civil Engineering 22, pp. 278-279.
- Zhang L., & Einstein H.H. (2004), *Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41, pp. 337-341
- Zhang J., Andrus R.D., Juang C.H. (2005), *Normalized Shear Modulus And Material Damping Ratio Relationships*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131 (4), pp. 453-464.
- Zienkiewicz O.C. & Nath B. (1963), *Eartquake Hydrodynamic pressure on arch dams – an electric analogue solution*, Proceedings Institute of Civil Engineering, London, Vol 25.